



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC096599

**MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN LASAPE DI KABUPATEN PINRANG
PROVINSI SULAWESI SELATAN DENGAN STRUKTUR BUSUR
RANGKA BAJA**

**MAHMUD FAKHRUDDIN B
NRP. 3115 040 503**

**PEMBIMBING 1 :
PROF. Ir. M. SIGIT DARMAWAN, M.Eng. Sc., Ph.D.
NIP. 19630726 198903 1 003**

**PEMBIMBING 2 :
AFIF NAVIR REFANI, ST., MT.
NIP. 19840919 201504 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016**



THE FINAL PROJECT - RC096599

**DESIGN MODIFICATION OF LASAPE BRIDGE IN PINRANG
REGENCY SOUTH SULAWESI PROVINCE WITH STEEL ARC
FRAMEWORK**

MAHMUD FAKHRUDDIN B
NRP. 3115 040 503

ADVISER 1 :
PROF. Ir. M. SIGIT DARMAWAN, M.Eng. Sc., Ph.D.
NIP. 19630726 198903 1 003

ADVISER 2 :
AFIF NAVIR REFANI, ST., MT.
NIP. 19840919 201504 1 001

DIPLOMA IV OF CIVIL ENGINEERING
CIVIL ENGINEERING AND PLANNING FACULTY
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2016

LEMBAR PENGESAHAN

PROYEK AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan
Pada
Program Studi Lanjut Jenjang DIV Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya, Juli 2016

Disusun Oleh :

Mahasiswa,



Mahmud Fakhruddin.B
NRP. 3115040503

Disetujui oleh pembimbing proyek akhir :

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2,

01 AUG 2016



Prof.Ir.M.Sigit D., M.Eng.Sc, Ph.D **Afif Navir Revani, ST, MT**
NIP. 19630726 198903 1 003 **NIP. 19840919 201504 1 001**

**LEMBAR PERNYATAAN
PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMUAH
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai mahasiswa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, yang bertanda tangan di bawah ini saya:

Nama : Mahmud Fakhruddin B.
Nrp : 3115 040 503
Jurusan / Fak. : DN Sipil / FTSP
Alamat Kontak : Jl. Gebang Wetan Gg. I. No. 3
a. Email : ammocf@gmail.com
b. Telp/HP : 082 343 459 626

Menyatakan bahwa semua yang saya *upload* di Digital Library ITS merupakan hasil final (revisi terakhir) dari karya ilmiah saya yang sudah disahkan oleh dosen penguji. Apabila dikemudian hari ditemukan ada ketidaksesuaian dengan kenyataan, maka saya bersedia menerima sanksi.

Demi perkembangan ilmu pengetahuan, saya menyetujui untuk memberikan **Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif (Non-Exclusif Royalti Free Right)** kepada Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya atas karya ilmiah saya yang berjudul:

Modifikasi Desain Jembatan Layang di Kabupaten Pinarang Provinsi
Sulawesi Selatan dengan Struktur Busur Pangka Baja.

Dengan Hal Bebas Royalti Non-Eksklusif ini, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya berhak menyimpan, mengalih-media/format-kan, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data lain untuk kepentingan akademis tanpa meminta ijin dari saya selama tetap mencantumkan nama hukum yang timbul atas pelanggaran Hak Cipta dalam karya Ilmiah saya ini tanpa melibatkan pihak Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dosen Pembimbing 1

Dosen pembimbing 2

Prof. Ir. M. Sidiq D. M. Sc. Ph.D.

Arif Navis Refani ST., MT.

NIP. 19630726 197903 1003

NIP. 19840919 2015 04 1 001

Dibuat di : Surabaya
Pada tanggal : 27 Juli 2016
Yang menyatakan,

Mahmud Fakhruddin B.

Nrp 3115 040 503

KETERANGAN:

Tanda tangan pembimbing wajib dibubuhi stempel jurusan.

Form dicetak dan diserahkan ke bagian Pengadaan saat mengumpulkan hard copy TA/Tesis/Disertasi

**MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN LASAPE
DI KABUPATEN PINRANG PROVINSI SULAWESI
SELATAN DENGAN STRUKTUR BUSUR RANGKA BAJA**

Nama mahasiswa : Mahmud Fakhruddin B

NRP : 3115.040.503

Jurusan : Teknik Sipil

Dosen Pembimbing:

**Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng. Sc.,Ph.D.
Afif Navir Refani, ST., MT.**

Abstrak

Pada desain awal, jembatan didesain dengan bentang total 138,2 meter dan lebar 11 meter dengan struktur pondasi memakai bored pile. Pada tugas akhir ini Jembatan Lasape dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja. Karena tergolong jembatan bentang panjang maka dapat menggunakan sistem busur rangka baja. Kelebihan dari jembatan struktur busur baja yaitu dapat mengalihkan beban yang diterima lantai kendaraan jembatan menuju abutment yang menjaga kedua sisi jembatan agar tidak bergerak ke samping ketika menahan beban akibat berat sendiri dan beban lalu lintas. Setiap bagian pelengkung menerima gaya tekan sehingga jembatan pelengkung harus terdiri dari material yang tahan terhadap gaya tekan.

Peraturan pembebanan yang dipakai untuk merencanakan jembatan ini mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) dan Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS). 1992 yang merupakan pedoman peraturan untuk merencanakan sebuah jembatan. Adanya peraturan pembebanan dimaksudkan untuk memberikan saran dalam perencanaan jembatan yang dapat menjamin tingkat keamanan, dan tingkat penghematan yang dapat diterima struktur jembatan. Sedangkan perencanaan struktur atas jembatan mengacu pada peraturan AISC – LRFD.

Tahap awal perencanaan yaitu dengan memodifikasi jembatan dengan bentang 140 m dengan sistem lalu lintas 2 lajur 2 arah dengan lebar total 11 m tanpa median. Dengan desain untuk trotoar direncanakan selebar $2 \times 1,55$ m sepanjang jembatan. Jembatan didisain dengan pelat lantai kendaraan, trotoar, gelagar memanjang dan melintang serta konstruksi pemikul rangka utama yaitu busur rangka baja. Analisa dengan menggunakan program SAP 2000 dilakukan setelah diketahui beban – beban yang bekerja pada konstruksi tersebut untuk mendapatkan gaya – gaya dalam yang bekerja, khususnya untuk konstruksi pemikul utama dan konstruksinya. Kemudian dilakukan kontrol tegangan dan perhitungan sambungan.

Kata kunci : *Jembatan busur rangka baja*

**DESIGN MODIFICATION OF LASAPE BRIDGE IN
PINRANG REGENCY SOUTH SULAWESI PROVINCE
WITH STEEL ARC FRAMEWOORK**

Student Name : Mahmud Fakhruddin B

Student Number : 3115.040.503

Department : Civil Engineering

**Advisers :
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng. Sc.,Ph.D.
Afif Navir Refani, ST., MT.**

Abstract

At the previous design, the bridge was designed with 138,2 meters of total length and 11 meters of width with fondation structure used bored pile. In this Final Project Lasape bridge is modified uses steel framework. Becouse of the length of the bridge classified to long length so we can use steel arc framework system. The excellence of the bridge with steel arc framework is be able to move the load which is recieved by bridge's vihicle floor to abutment which keep both bridge sides in order to do not move to the edge when holding load becouse of dead load and traffic load. Every segmen recieved pressure force makes the bridge must be made from material that be able to hold pressure force.

The load adjustments is used to design this bridge is from Indonesian National Standard dan Bridge Design Manual Bridge

Management System (BMS). 1992 which is adjustments reference to design a bridge. This loading adjustments uses for any advices to design which can ensure security and economical level that can holded by bridge's structure. Meanwhile the design of the top of the bridge is using AISC – LRFD.

The beginning fo the design is modifying the bridge with 140 m length and traffic system 2 row 2 direction with total width 11 m without median. And the design of sidewalk is designed 2 x 1,55 m as long as bridge's length. The bridge is designed with plate vihicle floor, sidewalk, long and across beam and mean framework holding construction is steel arc framework. Analysis with SAP 2000 after knowing the loads at the construction to get the forces, particularly the mean and secondary framework construction. Than control the trains and connectian calculation.

Keyword : *steel arc framework bridge*

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji syukur saya ucapkan kepada Allah SWT atas segala rahmat dan ridhonya sehingga penulis dapat menyelesaikan Proyek Akhir ini yang berjudul **“Modifikasi Desain Jembatan Lasape Di Kabupaten Pinrang Provinsi Sulawesi Selatan dengan Struktur Busur Rangka Baja”**

Tersusunnya proyek akhir ini tidak lepas dari dukungan dan motivasi dari berbagai pihak yang telah membantu selama proses penyusunan Proyek Akhir ini hingga selesai. Ucapan terima kasih kepada :

1. Allah SWT atas karunia yang diberikan sehingga dapat menyelesaikan Proyek Akhir ini.
2. Orang tua kami yang telah memberikan kami dorongan baik material maupun moral.
3. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. selaku ketua program studi Diploma Teknik Sipil FTSP – ITS.
4. Bapak Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng. Sc., Ph.D. dan Bapak Afif Navir Refani, ST., MT. selaku dosen pembimbing yang telah meluangkan waktunya untuk memberikan pengarahan dan bimbingan dalam penyusunan Laporan Proyek Akhir ini.
5. Sahabat-sahabat yang selalu menemani dalam suka dan duka.
6. Semua pihak yang telah membantu dalam proses penyusunan Laporan Proyek Akhir ini.

Besar harapan bahwa Proyek Akhir ini kelak bermanfaat bagi para pembaca dan bagi mahasiswa yang akan mengambil Proyek Akhir dengan tema yang sejenis yaitu perencanaan struktur jembatan.

Tugas akhir ini berusaha diselesaikan dengan sebaik – baiknya, namun disadari bahwa Proyek Akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu saran dan kritik diterima demi kesempurnaan laporan Proyek Akhir ini.

Surabaya, Juli 2016

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR NOTASI	xvi

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Perumusan Masalah.....	5
1.3. Batasan Masalah.....	5
1.4. Tujuan Perencanaan	5
1.5. Manfaat Perencanaan	6

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Landasan Teori	7
2.2 Struktur Jembatan Busur	7
2.3. Peraturan yang digunakan	9
2.4. Jenis dan Besar Pembebanan.....	9
2.4.1 Beban Mati	9
2.4.2 Beban Hidup	9
2.4.3 Beban Lateral.....	12
2.4.4 Pengaruh temperatur/suhu	13
2.4.5 Kombinasi Beban	13
2.5. Perencanaan Struktur Jembatan	14
2.5.1 Perencanaan Lantai Kendaraan.....	14
2.5.2 Perencanaan Gelagar	15
2.5.3 Perencanaan Struktur Utama	16

2.6. Perencanaan Sandaran dan Kerb	18
2.6.1 Perencanaan Sandaran Pejalan Kaki.....	18
2.6.2 Perencanaan Kerb	18
2.7 Perencanaan Sambungan	18
2.7.1 Baut.....	19
2.7.2 Las.....	20
2.8. Perletakan	21
2.8.1 Perletakan sendi	21
2.8.2 Perletakan Rol.....	23
2.9. Bangunan Bawah Jembatan.....	24
2.9.1 Kepala Jembatan (Abutment)	24
2.9.2 Pondasi.....	24

BAB III

METODOLOGI

3.1. Data	31
3.1.1 Profil Sungai	31
3.1.2 Jembatan Eksisting	31
3.2. Kriteria Desain.....	32
3.2.1. Rencana Pelat Lantai Kendaraan Jembatan	32
3.2.2. Pembebanan.....	33
3.2.3. Menentukan Tinggi Penggantung (Y_n)	36
3.4 Outline Perencanaan.....	38

BAB IV

PERHITUNGAN PELAT LANTAI KENDARAAN

4.1. Momen pada Pelat Lantai Kendaraan.....	39
4.2. Penulangan Pelat Lantai Kendaraan	39
4.2.1 Perhitungan tulangan arah Melintang	40
4.2.2 Perhitungan Tulangan Arah Memanjang	41
4.2.3 Perhitungan Kekuatan Pelat Menahan Geser Pons ...	42
4.3 Perhitungan Tulangan Tiang sandaran	44
4.3.1 Perhitungan Pipa Sandaran	44
4.3.1 Perhitungan Kolom Sandaran	46
4.4. Perhitungan Tulangan Kerb.....	48

BAB V

PERENCANAAN GELAGAR JEMBATAN

5.1. Perencanaan Gelagar Memanjang	51
5.1.1. Pembebanan.....	51
5.1.2. Kontrol Kekuatan Lentur.....	54
5.1.2.1. Kontrol Penampang	54
5.1.2.2. Kontrol Tekuk Lateral	55
5.1.3. Kontrol Lendutan.....	56
5.1.4. Kontrol Geser	57
5.1.5 Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton	58
5.1.6 Kontrol Lendutan.....	60
5.1.7 Gaya Geser	62
5.1.8 Perhitungan Shear Connector	63
5.2. Perencanaan Gelagar Melintang.....	66
5.2.1. Pembebanan.....	66
5.2.2. Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton	70
5.2.3. Kontrol Lendutan.....	72
5.2.4 Gaya Geser	75
5.2.5 Perhitungan Shear Connector	76

BAB VI

KONSTRUKSI PEMIKUL UTAMA

6.1. Perencanaan Kabel penggantung.....	83
6.2. Stabilitas Penampang Busur	87
6.2.1. Kontrol Profil Busur 1	87
6.2.2. Kontrol Profil Busur 2	89
6.2.3. Kontrol Profil Busur 3	92
6.2.4. Kontrol Profil Busur 4	94
6.2.5. Kontrol Profil Busur 5	97
6.3 Profil Batang Tepi	99
6.4. Portal Akhir	103
6.5. Kontrol Rangka Batang.....	116

BAB VII

KONSTRUKSI SEKUNDER

7.1. Ikatan Angin Pada Busur	121
7.1.1. Sambungan	126
7.2. Ikatan Angin pada Lantai Kendaraan	130
7.2.1. Sambungan	132
7.3. Breasing.....	135
7.3.1. Sambungan	137
7.4. Perhitungan Batang Horizontal	138
7.4.1. Sambungan	140

BAB VIII

DESAIN PERLETAKAN

8.1. Perencanaan Perletakan	143
8.1.1. Perletakan Tepi (Sendi)	143
8.1.2. Perletakan Tepi (Rol)	148

BAB IX

STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

9.1. Data Umum	151
9.2. Desain Dimensi Abutment.....	151
9.3. Perencanaan Pondasi Abutment	152
9.3.1 Analisis pembebanan pada pondasi abutment	152
9.3.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor Pile.....	156
9.3.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	161
9.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Bor Pile	164
9.4. Perencanaan Poer (<i>Pile Cap</i>).....	166
9.5. Perencanaan Dinding Abutment.....	169
9.5.1. Analisa Pembebanan Dinding Abutment.....	169
9.5.2. Perhitungan Penulangan Dinding Abutment	170
9.6. Penulangan Pondasi Bored Pile Abutment.....	172

BAB X PENUTUP

10.1. Kesimpulan.....	177
-----------------------	-----

DAFTAR PUSTAKA.....	179
---------------------	-----

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Faktor Keutamaan Gempa	12
Tabel 2. 2 Kecepatan angin rencana V_w	13
Tabel 2. 3 Temperatur jembatan rata-rata nominal	13
Tabel 2. 4 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit	13
Tabel 2. 5 Faktor reduksi untuk sambungan lebih yang dibaut	19
Tabel 2.6 Luas Baut	19
Tabel.2. 6 Faktor reduksi untuk hubungan lebih yang dilas, kr ...	21
Tabel.2. 7 Harga ϕ Untuk Tiap Jenis Tanah	25
Tabel 3.1 Faktor beban	33
Tabel 3.2 Panjang penggantung	36
Tabel 5.1. Perhitungan modulus elastisitas penampang komposit	60
Tabel 5.2. Perhitungan modulus elastisitas penampang komposit	72
Tabel 6.1 Output SAP200 pada kabel penggantung kiri	83
Tabel 6.2 Output SAP200 pada kabel penggantung kanan	84
Tabel 6.3 Dimensi dan kekuatan kabel	85
Tabel 8.1 Muller – Breslau	143
Tabel 9.1 Beban mati bangunan atas	152
Tabel 9.2 Beban mati abutmen	152
Tabel 9.3 Beban hidup bangunan atas	153

Tabel 9.4 Beban gempa akibat struktut atas.....	155
Tabel 9.5 Beban angin akibat struktut atas.....	156
Tabel 9.6 Perhitungan gaya aksial tiang Bor Pile.....	156
Tabel 9.7 Perhitungan gaya aksial tiang Bor Pile untuk beban ultimate.....	157
Tabel 9.8 Momen kerja yang terjadi pada center poer	158
Tabel 9.9 Momen ultimate yang terjadi pada center poer	159
Tabel 9.10 Kombinasi beban untuk pondasi Abutment.....	159
Tabel 9.11 Kemampuan gaya aksial per tiang	161
Tabel 9.12 Perhitungan gaya geser dinding tiang	163
Tabel 9.13 Perhitungan momen poer	167
Tabel 9.14 Perhitungan Gaya dan Momen pada dinding Abutment	169

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Proyek	3
Gambar 1. 1 Situasi Jembatan	4
Gambar 1. 2 Potongan Memanjang Jembatan	4
Gambar 1. 3 Sketsa rencana potongan memanjang jembatan busur rangka baja.....	4
Gambar 2.1 Tipe <i>Deck Arch</i>	8
Gambar 2.2 Tipe <i>Through Arch</i>	8
Gambar 2.3 Tipe <i>A Half – Through Arch</i>	8
Gambar 2.4 Kedudukan Beban Lajur “D”	10
Gambar 2.5 Pembebanan Truk “T”	11
Gambar 2. 1 Gaya Rem per lajur 2.75 m (KBU).....	11
Gambar 2. 2 Perletakan Sendi	22
Gambar 2.8 Perletakan Rol	24
Gambar 2.9 Arah gaya tekanan tanah aktif	24
Gambar 3.1 Penentuan Gaya Rem per lajur 2.75 m (KBU) ...	35
Gambar 3.2 Grafik respon spektrum gempa rencana	36
Gambar 4.1 Pelat Lantai Kendaraan	39
Gambar 4.2. Letak Penulangan Pelat Lantai Kendaraan	42
Gambar 4.4 Bidang geser Pons	42
Gambar 5.1. Pembebanan Akibat Beban BTR dan BTG	52
Gambar 5.2 Pembebanan Akibat Beban Truk.....	53
Gambar 5.3. Beban Akibat BTG dan BTR (komposit)	60

Gambar 5.4. Beban Akibat Truk	61
Gambar 5.5. Gaya Geser Akibat BTG + BTR.....	62
Gambar 5.19 Pemasangan Shear Connector Memanjang.....	65
Gambar 5.7. Perencanaan Jarak Gelagar Melintang	66
Gambar 5.8 Pembebanan Gelagar Melintang (komposit)	67
Gambar 5.9 Pembebanan Akibat Beban BTG + BTR.....	68
Gambar 5.10 Pembebanan Akibat Beban Truck (kondisi a)	69
Gambar 5.11 Pembebanan Akibat Beban Truck (kondisi b)	69
Gambar 5.12. Beban Akibat BTG dan BTR.....	73
Gambar 5.13 Beban Akibat Truk	74
Gambar 5.14 Gaya Geser Akibat BTG + BTR Tak Simetris	75
Gambar 5.15 Pemasangan Shear Connector Melintang	79
Gambar 6.1 Letak Kabel Penggantung kiri	110
Gambar 6.2 Letak Kabel Penggantung kanan	113
Gambar 6.3 Ilustrasi penampang kabel PES (FD).....	114
Gambar 7.1 Ikatan Angin Busur Atas	121
Gambar 7.2 Ikatan Angin Busur Bawah.....	121
Gambar 7.3 Sambungan Ikatan Angin Atas	126
Gambar 7.4 Titik Simpul 1	127
Gambar 7.5 Titik Simpul 2.....	129
Gambar 7.6 Ikatan Angin Busur Bawah.....	131
Gambar 7.7 Potongan I-I	131
Gambar 7.8 Breasing	135
Gambar 8.1 Detail Perletakan Sendi.....	144

Gambar 8.2 Detail Perletakan Pen Sendi dan Letak Baut	147
Gambar 8.3 Perletakan Rol	149
Gambar 9.1 Tampak Samping Abutment	151
Gambar 9.2 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan.....	153
Gambar 9.3 Pembebanan pada Abutment	158
Gambar 9.4 Konfigurasi tiang Bor Pile Abutment.....	160
Gambar 9.5 Diagram daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.....	162
Gambar 9.6 Penampang Tiang Bored Pile	172
Gambar 9.7 Penampang Bore pile Ø800 mm dari SAP2000.....	173
Gambar 9.8 Hasil output kebutuhan tulangan utama Bore Pile dari SAP2000	173
Gambar 9.8 Hasil output kebutuhan tulangan geser Bore Pile dari SAP2000.....	174

DAFTAR NOTASI

b	= pelat sayap, dinyatakan dalam milimeter, (mm)
l	= bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)
ts	= tebal slab/pelat
γ	= berat jenis
q_D	= beban mati
q_L	= beban hidup
M_D	= Momen akibat beban mati
M_L	= Momen akibat beban hidup
M_u	= momen ultimate
f_c'	= Kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)
f_y	= Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non prategang
ρ_{max}	= Rasio tulangan tarik maksimum
ρ_{min}	= Rasio tulangan tarik minimum
ϕ	= Faktor reduksi kekuatan
ϕ_b	= Faktor reduksi kuat lentur
ϕ_f	= Faktor reduksi kekuatan saat fraktur
ϕR_n	= kuat rencana
db	= Diameter tulangan lentur (mm)
E_c	= Modulus elastisitas beton (Mpa)
E	= Modulus elastisitas baja (Mpa)
f_{CR}	= tegangan kritis
f_y	= Tegangan leleh (MPa)
f'_c	= Mutu beton (MPa)
G	= Modulus geser baja, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa)
h	= tinggi bersih pelat sayap profil baja (mm)
I	= Momen inersia (mm ⁴)
I_w	= konstanta warping, (mm ⁶)
I_y	= Momen inersia pada sumbu-y (mm ⁴)
J	= konstanta torsi (mm ⁴)
I_e	= Faktor keutamaan gempa
L	= panjang bentang diantara dua pengekang lateral terhadap displacement lateral dari sayap tekan, atau diantara dua pengekang untuk menahan potongan terhadap twist, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

L_{db}	= Panjang penyaluran (mm)
m	= Jumlah bidang geser
M_n	= Kuat lentur nominal (Nmm)
M_A	= momen absolut pada $\frac{1}{4}$ bentang
M_B	= momen absolut pada $\frac{1}{2}$ bentang
M_C	= momen absolut pada $\frac{3}{4}$ bentang
M_p	= momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh disebut juga momen lentur plastis, dinyatakan dalam newton milimeter (N-mm).
M_r	= momen batas tekuk
S	= Spasi tulangan geser atau torsi kearah yang diberikan
tw	= tebal pelat badan profil baja, dinyatakan dalam milimeter, (mm)
tf	= tebal pelat sayap, dinyatakan dalam milimeter, (mm).
V_u	= gaya geser terfaktor, dinyatakan dalam newton, (N);
V_n	= kuat geser nominal pelat badan (N).
λ	= Kelangsingan
λ_p	= Batas maksimum untuk penampang kompak
λ_r	= Batas maksimum untuk penampang tak-kompak

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan yang akan dibahas pada proposal tugas akhir ini adalah jembatan Lasape. Jembatan ini merupakan prasarana penghubung jalan Trans Sulawesi yang menghubungkan Kabupaten Pinrang dengan Kabupaten Polewali yang terletak pada KM 193+300. Untuk kondisi sungai, Muka Air Normal mencapai +7.8 m dan Muka Air Banjir mencapai +12.00 meter (-5 meter dari lantai jembatan). Proyek pembangunan jembatan tersebut dari Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Pemerintah Provinsi Sulawesi Selatan pada Tahun Anggaran 2014.

Pada desain awal jembatan, jembatan didesain dengan bentang total 138,2 meter dan lebar 11 meter dengan struktur pondasi memakai *bored pile*. Pada proposal tugas akhir ini Jembatan Lasape didesain ulang menggunakan struktur busur baja melihat dari kondisi di lapangan, pada pembangunan jembatan tersebut mengalami kendala pada pekerjaan pilar akibat adanya reruntuhan jembatan yang sudah lama terkubur di dasar sungai. Karena tergolong jembatan bentang panjang maka dapat menggunakan sistem busur rangka baja. Selain itu keadaan tebing yang cukup stabil pada lokasi tersebut dan jembatan busur juga memiliki nilai lebih dalam bentuk arsitekturalnya.

Kelebihan dari jembatan struktur busur baja yaitu dapat mengalihkan beban yang diterima lantai kendaraan jembatan menuju abutment yang menjaga kedua sisi jembatan agar tidak bergerak ke samping ketika menahan beban akibat berat sendiri dan beban lalu lintas, setiap bagian pelengkung menerima gaya tekan sehingga jembatan pelengkung harus terdiri dari material yang tahan terhadap gaya tekan.

Mempunyai mutu yang tinggi, sehingga dapat mengurangi ukuran struktur serta berat struktur. hal ini cukup menguntungkan bagi struktur-struktur jembatan yang panjang, gedung yang tinggi atau juga bangunan-bangunan yang berada pada kondisi tanah

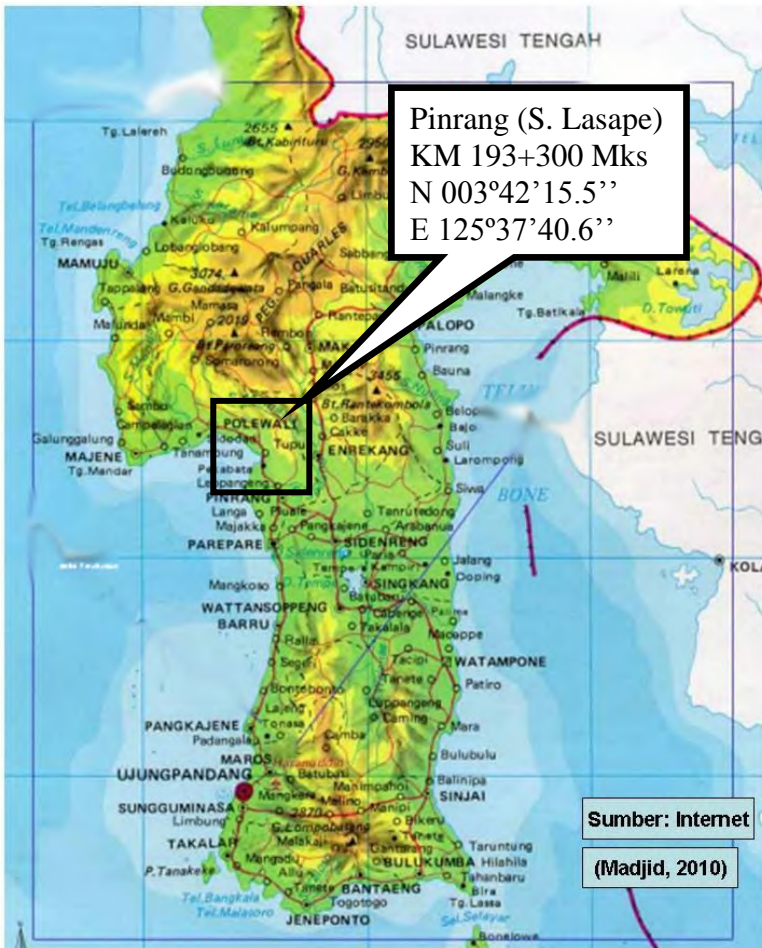
yang buruk. Dengan menggunakan metode busur, dimungkinkan untuk jembatan bentang panjang tanpa pilar yang dapat mengganggu aliran sungai sehingga mengurangi resiko kegagalan struktur akibat tergerusnya lapisan bawah pilar.

Daktilitas baja cukup tinggi. Suatu batang baja yang menerima tegangan tarik yang tinggi akan mengalami regangan cukup besar sebelum terjadi keruntuhan. Material baja adalah bahan yang kuat terhadap gaya tarik dan lemah terhadap gaya tekan, tetapi gaya tekan dapat dipikul sangat erat kaitannya dengan kelangsingan profil. Sebaliknya, beton sangat kuat memikul gaya tekan dan sangat lemah terhadap gaya tarik.

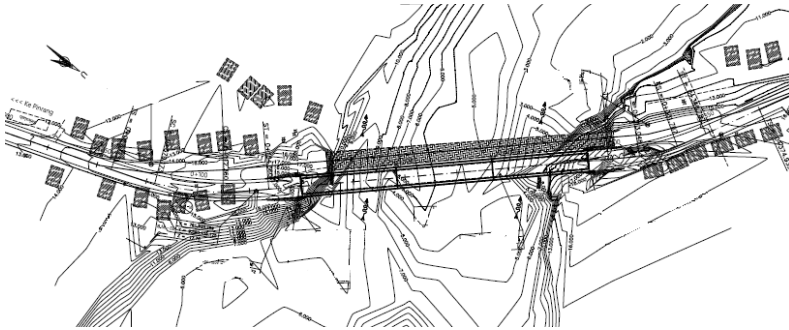
Data Jembatan rencana Jembatan Lasape yang akan dibahas sebagai berikut :

1. Nama Proyek : Pembangunan Jembatan Lasape
2. Pemilik Proyek : Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Pemerintah Provinsi Sulawesi Selatan
3. Lokasi Proyek : Kabupaten Pinrang, Sulawesi Selatan
4. Bangunan Atas : Menggunakan sistem Balok Prategang
5. Bangunan Bawah : Pondasi Tiang Pancang

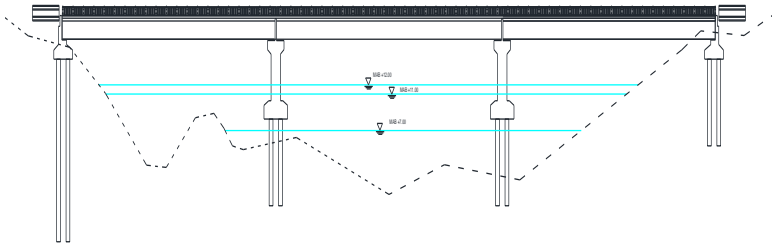
Data Lokasi Proyek Jembatan Lasape



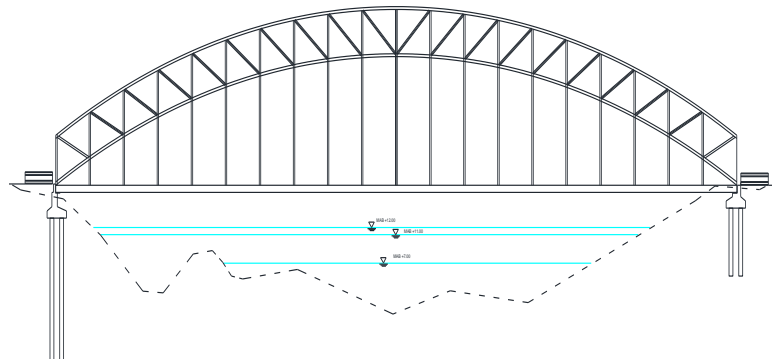
Gambar 1. 1 Peta Lokasi Proyek



Gambar 1. 2 Situasi Jembatan



Gambar 1. 3 Potongan Memanjang Jembatan



Gambar 1. 4 Sketsa rencana potongan memanjang jembatan busur rangka baja

1.2 Rumusan Masalah

Dalam perencanaan jembatan Lasape ini, rumusan masalah yang akan ditinjau adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana menentukan jenis pembebanan yang akan digunakan dalam desain?
2. Bagaimana mendesain jembatan dengan sistem busur baja?
3. Bagaimana merencanakan bangunan bawah jembatan?
4. Bagaimana menggambarkan hasil bentuk desain dan analisa struktur jembatan?

1.3 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang dibahas tugas akhir, maka diperlukan pembatasan masalah diantaranya :

1. Perencanaan hanya ditinjau dari aspek teknis saja dan tidak dilakukan analisa dari segi biaya maupun waktu.
2. Tidak memperhitungkan kondisi beban pada waktu pelaksanaan dan bangunan pelengkap jembatan.
3. Analisa beban gempa menggunakan metode Respon Spektrum.
4. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000.
5. Aspek pelaksanaan tidak ditinjau.

1.4 Tujuan Perencanaan

Perencanaan Jembatan Lasape Kabupaten Pinrang ini bertujuan untuk :

1. Mengetahui desain jembatan sistem busur baja.
2. Menentukan jenis pembebanan yang akan digunakan.
3. Merencanakan bangunan bawah jembatan.
4. Menggambar hasil bentuk desain dan analisa struktur jembatan.

1.5 Manfaat Perencanaan

Manfaat perencanaan Jembatan Lasape dengan sistem busur baja di Kabupaten Pinrang diharapkan bermanfaat :

1. Bagi masyarakat, khususnya pengguna jembatan Lasape dapat memudahkan akses menuju antar kota Pinrang dan Kota Polewali.
2. Jembatan ini juga dapat menjadi *icon* bangunan monumental daerah tersebut jika terlaksana.
3. Untuk mengaplikasikan teori yang didapatkan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Landasan Teori

Jembatan secara umum adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, kali, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang dan lain-lain (Thamrin Nasution, 2012).

Jembatan lengkung mengadakan reaksi tumpuan yang arahnya seseorang pada beban tegak lurus. Gaya-gaya uraian mendarat sering menimbulkan pada bangunan bawah suatu tekanan tinggi yang pada terrain yang kurang teguh umumnya oleh bangunan bawah tidak dapat diterima jika tidak dengan pertolongan konstruksi-konstruksi yang mahal. Jika terpaksa pula membuat jembatan lengkung maka kedua gaya uraian mendarat itu dapat ditahan oleh batang tarik atau ban tarik yang menghubungkan kedua ujung gelagar (Struyk, H. J dan K.H.C.W van der Veen : 1995)

2.2 Struktur Jembatan Busur

2.2.1 Bagian-bagian Jembatan Rangka Busur

a. *Deck* atau lantai kendaraan

Bagian ini berfungsi untuk memikul beban lalu lintas dan melindungi terhadap keausan. Untuk konstruksi jembatan biasanya deck menggunakan pelat dari beton bertulang atau pelat baja. Berdasarkan letak lantai kendaraannya, ada beberapa bentuk jenis yang umum dipakai, yaitu :

- *Deck Arch*

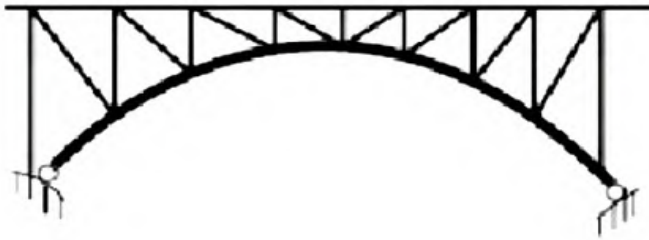
Salah satu jenis jembatan busur dimana letak lantainya memikul beban lalu lintas secara langsung dan berada pada bagian paling atas busur.



Gambar 2. 1 Jembatan tipe *Deck Arch*

- *Through Arch*

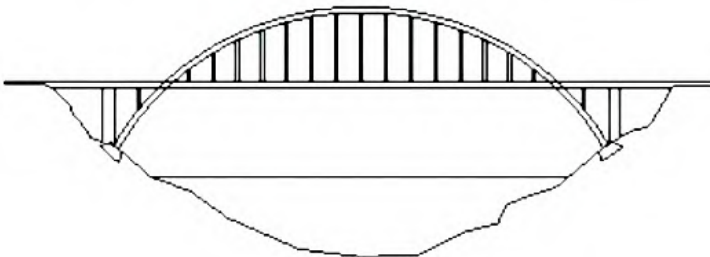
Jenis jembatan busur ini letak lantainya berada tepat di *springline* busur.



Gambar 2. 2 Jembatan tipe *Through Arch*

- *A half-Through Arch*

Untuk jenis jembatan busur ini lantai kendaraannya berada di antara *springline* dan bagian busur jembatan atau di tengah-tengah.



Gambar 2. 3 Jembatan tipe *A half – Through Arch*

- b. Batang Lengkung merupakan bagian dari struktur yang memikul beban di sepanjang jembatan.
- c. Abutment dan pilar merupakan struktur bagian bawah jembatan yang berfungsi menyangga *deck* langsung ke tebing atau tepi sungai dan menyalurkan beban-beban yang diterima oleh *deck* ke bagian pondasi.
- d. Pondasi untuk abutment dan pilar, bisa berupa tiang pancang dan *bore pile*.
- e. Plat injak sebagai penghubung antara jembatan dengan jalan.

2.3 Peraturan yang digunakan

Dalam perencanaan perhitungan pada Jembatan Lasape Kabupaten Sulawesi Selatan dengan Sistem Busur Baja digunakan acuan/pedoman sebagai berikut :

- 1. Standar Pembebanan Jembatan (RSNI T-02-2005)
- 2. Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T-03-2005)
- 3. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (SNI T-12-2004)
- 4. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)

2.4 Jenis dan Besar Pembebanan

2.4.1 Beban Mati

Semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya. (RSNI T-02-2005)

2.4.2 Beban Hidup

Beban gravitasi pada struktur, yang besar dan lokasinya bervariasi, disebut beban hidup. Beban hidup pada jembatan meliputi :

- Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”

2.4.2.1 Beban Lajur “D”

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada gelagar dengan iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis. (RSNI T-02-2005)

- Beban tersebar merata (UDL = q)

Besarnya beban tersebar merata q adalah $9,0 \text{ KN/m}^2$ (untuk $L < 30 \text{ m}$), apabila $L > 30 \text{ m}$, maka rumus yang digunakan, yaitu :

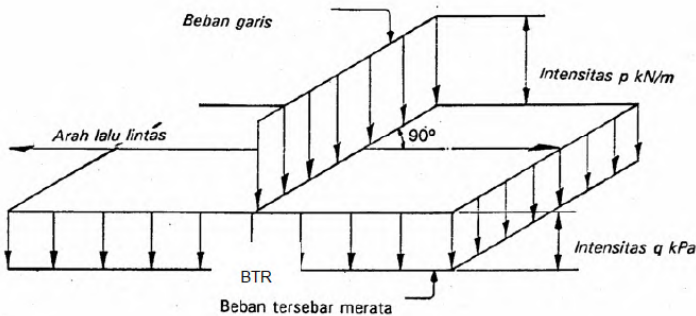
$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ KN/m}^2$$

dimana :

L = panjang bentang jembatan.

- Beban garis (KEL)

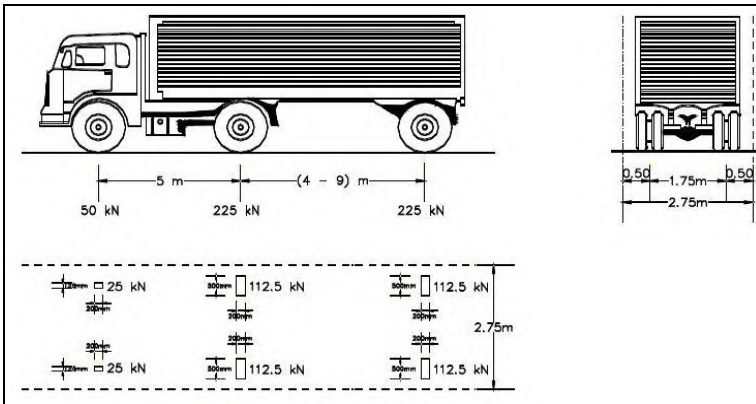
Besarnya beban garis “ p ” ditetapkan sebesar 49 KN/m .



Gambar 2. 4 Beban Lajur “D”

2.4.2.2 Beban Truk “T”

Beban truk “T” adalah berat satu kendaraan dengan 3 as yang di tempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisa pelat jalur lalu-lintas. (RSNI T-02-2005)



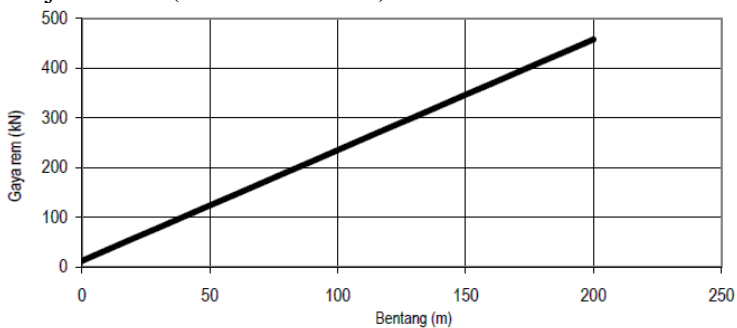
Gambar 2. 5 Pembebanan truk “T”

2.4.2.3 Beban Pejalan Kaki

Beban pejalan kaki dipengaruhi oleh luasan total daerah pejalan kaki yang direncanakan. Besarnya beban yang bekerja adalah $0,5 \text{ KN/m}^2$. (RSNI T-02-2005)

2.4.2.4 Gaya Rem

Pengaruh pengereman kendaraan diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut bekerja pada permukaan lantai jembatan. (RSNI T-02-2005)



Gambar 2. 6 Gaya Rem per lajur 2.75 m (KBU)

2.4.3 Beban Lateral

2.4.3.1 Beban Gempa

Pembebanan gempa dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 10.2.3, yaitu :

$$V = 0,3S_{DS}WI_e$$

Dengan pengertian :

V = gaya geser dasar total rencana yang bekerja pada struktur bangunan non gedung;

S_{DS} = percepatan spektra desain

W = berat operasional struktur bangunan non gedung;

I_e = faktor keutamaan (tabel 2.1)

Tabel.2. 1 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor keutamaan Gempa , I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.4.3.2 Beban Angin

Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut (RSNI T-02-2005) :

$$T_{EW} = 0,0006 C_W (V_W)^2 A_b \text{ [kN]}$$

dengan pengertian :

V_W = kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

C_W = koefisien seret - lihat Tabel 2.2

A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m²).

Tabel.2. 2 Kecepatan angin rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

2.4.4 Pengaruh temperatur/suhu

Tabel.2. 3 Temperatur jembatan rata-rata nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C

CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.

2.4.5 Kombinasi Beban

Tabel.2. 4 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit (RSNI T-02-2005)

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen :												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangkang	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pratekan												
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
Aksi Transien :												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o			X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
Aksi Khusus :												
Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X

"X" berarti beban yang selalu aktif
 "o" berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.

(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL
 (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL
 (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL

Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL

2.5 Perencanaan Struktur Jembatan

2.5.1 Perencanaan Lantai Kendaraan

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua ketentuan :

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \quad \dots(\text{SNI T-12-2004 pasal 5.5-2})$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad \dots(\text{SNI T-12-2004 pasal 5.5-3})$$

dengan pengertian :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (meter)

Kekuatan geser nominal dari pelat lantai di mana $M_v^* = 0$, V_{no} diperoleh dari

$$V_{no} = u d (f_{cv} + 0,3 f_{pe}) \dots\dots\dots (\text{SNI T-12-2004 pasal 5.6-2})$$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_h} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,34 \sqrt{f'_c}$$

..... (SNI T-12-2004 pasal 5.6-4)

dengan pengertian :

V_{no} = kuat geser nominal dari penampang komponen struktur.

u = panjang efektif dari garis keliling geser kritis.

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik

f_{pe} = tegangan tekan dalam beton akibat gaya prategang efektif saja (setelah memperhitungkan semua kehilangan prategang pada serat terluar dari penampang di mana tegangan tarik terjadi akibat beban luar, MPa.

β_h = perbandingan antara ukuran terpanjang dari luas efektif geser penampang yang dibebani, terhadap ukuran penampang yang diukur tegak lurus pada ukuran terpanjang tersebut.

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan, MPa.

2.5.2 Perencanaan Gelagar

Pada jembatan terdapat Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang. Dalam perencanaan gelagar harus memenuhi persyaratan kontrol, yaitu :

2.5.2.1 Momen lentur

Suatu komponen struktur yang memikul momen lentur terhadap sumbu kuat (sumbu- x) dan sumbu lemah (sumbu- y), dan dianalisis dengan metode elastis, harus memenuhi :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (\text{RSNI T-03-2005 pasal 7.1})$$

dengan pengertian :

M_u = momen lentur terfaktor terhadap sumbu- x atau sumbu- y , dinyatakan dalam newton millimeter (N-mm);

ϕ = faktor reduksi = 0,90;

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang; M_n diambil nilai yang lebih kecil dari kuat nominal penampang untuk momen lentur terhadap sumbu- x atau sumbu- y dinyatakan dalam newton milimeter (N-mm).

2.5.2.2 Lendutan

Balok diatas dua tumpukan atau gelagar menerus lendutan maksimumnya adalah $\frac{1}{800} \times$ bentang. Kecuali pada jembatan di daerah perkotaan yang sebagian jalur digunakan pejalan kaki, batasan tersebut adalah $\frac{1}{1000} \times$ bentang. (RSNI T-03-2005 pasal 4.7.2)

2.5.2.3 Geser

Pelat badan yang memikul gaya geser terfaktor (V_u) harus memenuhi :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{RSNI T-03-2005 pasal 7.8-1})$$

Dimana :

V_u = gaya geser terfaktor, N

ϕ = factor reduksi (0,9)

V_n = kuat geser nominal pelat badan, N

2.5.3 Perencanaan Struktur Utama

Untuk memperoleh bentuk yang baik, dimana lantai kendaraan berada di bawah busur, dapatlah dipertahankan : tinggi busur, $f = \frac{1}{5}$ sampai $\frac{1}{8}$ dan tinggi tampang busur, $h = \frac{1}{25}$ sampai $\frac{1}{45} l$. Bila pada jembatan-jembatan yang kecil tidak ada portal-akhir dalam bidang vertikal-vertikal akhir, hingga tingginya tidak dapat dikuasai oleh tinggi-lalu-terusan-lintas, maka diambil : tinggi portal, $H = \frac{1}{12} l$, tinggi tampang, $h = \frac{1}{33} l$ dan tinggi busur, $f = \frac{1}{6} - \frac{1}{8} l$ memberi harga yang lebih besar, maka h menjadi $\frac{1}{33} l$ (Struyk, H. J dan K.H.C.W van der Veen : 1995). Sehingga tinggi lengkung busur jembatan direncanakan 25 meter ($\frac{1}{5,5}$) dan tinggi tampang busur, h adalah 4 meter ($\frac{1}{33} l$).

2.5.3.1 Batang Tekan

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat sebagai berikut :

a. $N_u < \phi N_n$ (RSNI T-03-2005 psl.6.1-1)

dengan pengertian :

ϕ = faktor reduksi (0,85)

N_n = kuat tekan nominal struktur tekan (N)

b. perbandingan kelangsingan :

1. kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

2. kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = \frac{Lk}{r} < 140$

- c. penampang struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar nilai λ_r yang ditentukan dalam tabel 4 (RSNI T-03-2005) harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima.

2.5.3.2 Batang tarik

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor, N_u harus memenuhi :

$$N_u < \phi \cdot N_n \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-1})$$

Dengan N_n adalah kuat tarik nominal yang besarnya diambil sebagai nilai terendah di beberapa persamaan di bawah ini:

- a. kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto :

$$N_n = A_g f_y \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-2})$$
- b. kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif :

$$N_n = A_e f_u \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-3})$$
- c. kuat tarik nominal berdasarkan perencanaan *rupture* pada penampang :
 1. Kuat geser *rupture* nominal :

$$N_n = 0,6 A_{ev} f_u \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-4})$$
 2. Kuat tarik *rupture* nominal :

$$N_n = A_e f_u \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-5})$$
 3. Kuat tarik dan geser *rupture* nominal :
 - a). untuk $A_{et} \geq 0,6 A_{ev} f_u$

$$N_n = 0,6 A_{gv} f_y + A_{et} f_u \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-6})$$
 - b). untuk $0,6 A_{ev} f_u \geq A_{et} f_u$

$$N_n = 0,6 A_{nv} f_u + A_{gt} f_y \quad (\text{SNI T-03-2005 ps1.5.1-7})$$

dengan pengertian :

A_g = luas penampang bruto, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm²);

A_{gt} = luas penampang bruto terhadap tarik, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm²);

A_{gv} = luas penampang bruto terhadap geser, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm²);

A_{et} = luas penampang efektif terhadap tarik, dinyatakan dalam milimeter persegi, (mm²);

A_{ev} = luas penampang efektif terhadap geser, dinyatakan dalam milimeter persegi, (mm²);

f_y = tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa);

f_u = tegangan tarik putus, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa);

Nilai ϕ dalam persamaan (5.1-1) diambil sebesar 0,9 untuk hubungan dengan persamaan (5.1-2), dan ϕ diambil sebesar 0,75 untuk hubungan dengan persamaan (5.1-3), (5.1-4), (5.1-5), (5.1-6) dan (5.1-7).

2.6 Perencanaan Sandaran dan Kerb

2.6.1 Perencanaan Sandaran Pejalan Kaki

Perencanaan sandaran disesuaikan dengan RSNI T-02-2005 pasal 12.5, sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang vertikal dan horisontal dengan masing-masing beban sebesar $W^* = 0.75 \text{ kN/m}$.

2.6.2 Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horisontal (RSNI T-02-2005 pasal 12.1).

2.7 Perencanaan Sambungan

Kekuatan sambungan baut harus ditentukan dengan cara rencana keadaan batas ultimit (RSNI T-03-2005)

2.7.1 Baut

Tabel.2. 5 Faktor reduksi untuk sambungan lebih yang dibaut

Panjang	Faktor Reduksi, Kr
$L_i < 300$	1,0
$300 < L_i < 1300$	$1,075 - L_i/4000$
$L_i > 1300$	0,75

Tabel.2. 6 Luas Baut

Diameter Nominal Baut d_f (1)	Luas Baut mm ²		
	A_e (2)	A_s (3)	A_o (4)
M16	144	157	201
M20	225	245	314
M24	324	353	452
M30	519	561	706
M36	759	817	1016

Catatan :

A_e (2) = Luas inti baut, diukur pada diameter lebih kecil dari benang.

A_s (3) = Luas untuk menghitung kekuatan tarik.

A_o (4) = Luas bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut.

2.7.1.1 Keadaan batas ultimit baut

2.7.1.1.1 Baut dalam geser

Baut yang memikul gaya geser rencana, V_f^* , harus memenuhi:

$$V_f^* \leq \phi V_f$$

dengan pengertian :

ϕ = faktor reduksi kekuatan sesuai dengan Tabel 2.3

V_f = Kekuatan tarik nominal baut, dinyatakan dalam Newton, (N)

2.7.1.2 Baut dalam tarik

Baut yang memikul gaya geser rencana, $(N)_f^*$, harus memenuhi:

$$N_{tf}^* \leq \emptyset N_{tf}$$

dengan pengertian :

\emptyset = faktor reduksi kekuatan sesuai dengan Tabel 2.3

N_{tf} = Kekuatan tarik nominal baut, dinyatakan dalam Newton, (N)

2.7.1.3 Baut yang memikul kombinasi geser dan tarik

Baut yang harus menahan gaya geser rencana, V_f^* , dan gaya tarik rencana, $(N)_{tf}^*$, pada

waktu sama harus memenuhi:

$$\left(\frac{V_f^*}{\emptyset V_f} \right)^2 + \left(\frac{N_{tf}^*}{\emptyset N_{tf}} \right)^2 \leq 1,0$$

dengan pengertian :

\emptyset = faktor reduksi kekuatan sesuai dengan Tabel 2.3

V_f = Kekuatan tarik nominal baut, dinyatakan dalam Newton, (N)

N_{tf} = Kekuatan tarik nominal baut, dinyatakan dalam Newton, (N)

2.7.1.4 Pelat lapis dalam tumpuan

Pelat lapis yang memikul gaya tumpuan rencana, V_b^* , akibat baut dalam geser harus memenuhi:

$$V_b^* \leq \emptyset V_b$$

dengan pengertian :

\emptyset = Faktor reduksi kekuatan sesuai dengan Tabel 2.3

V_b = Kekuatan tumpuan nominal pelat lapis, dinyatakan dalam Newton, (N)

2.7.2 Las

2.7.2.1 Keadaan batas ultimit untuk las sudut

Las sudut yang memikul gaya rencana per satuan panjang las, V_w^* , harus memenuhi:

$$V_w^* \leq \phi V_w$$

Gaya rencana per satuan panjang, V_w^* , adalah jumlah vektor gaya rencana per satuan panjang pada luas efektif las.

Kekuatan nominal las sudut per satuan panjang harus dihitung sebagai berikut:

$$V_w = 0,6 f_{uw} t_l k_r$$

dengan pengertian :

ϕ = faktor reduksi kekuatan sesuai dengan Tabel 2.3

f_{uw} = kekuatan nominal las sudut per satuan panjang, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa).

t_l = lebar rencana leher, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

k_r = faktor reduksi yang dapat dilihat pada Tabel 2.4 untuk memperhitungkan panjang hubungan lebih yang di las, L_w .

Untuk semua jenis hubungan lain, $k_r = 1,0$

Tabel.2. 7 Faktor reduksi untuk hubungan lebih yang dilas, k_r

Panjang las, L_w , (m)	$L_w \leq 1,7$	$1,7 \leq L_w \leq 8,0$	$L_w > 8,0$
k_r	1,00	$1,10 - 0,06 L_w$	0,62

2.8 Perletakan

2.8.1 Perletakan sendi

Reaksi perletakan didapat dari SAP yaitu reaksi H dan V
Selanjutnya menghitung :

- Luas alas kursi / bantalan

$$F = \frac{V}{\sigma' b}$$

$$b = \frac{F}{L}$$

- Tebal kursi dan bantalan

$$S_l = 0.5 \times \sqrt{\frac{3xVxL}{bx\sigma_{baja}}}$$

- Merencanakan Tinggi kursi dengan metode Muller – Breslua

$$W = \frac{h}{S_2} \frac{b}{aS_3} ah^2 S_3$$

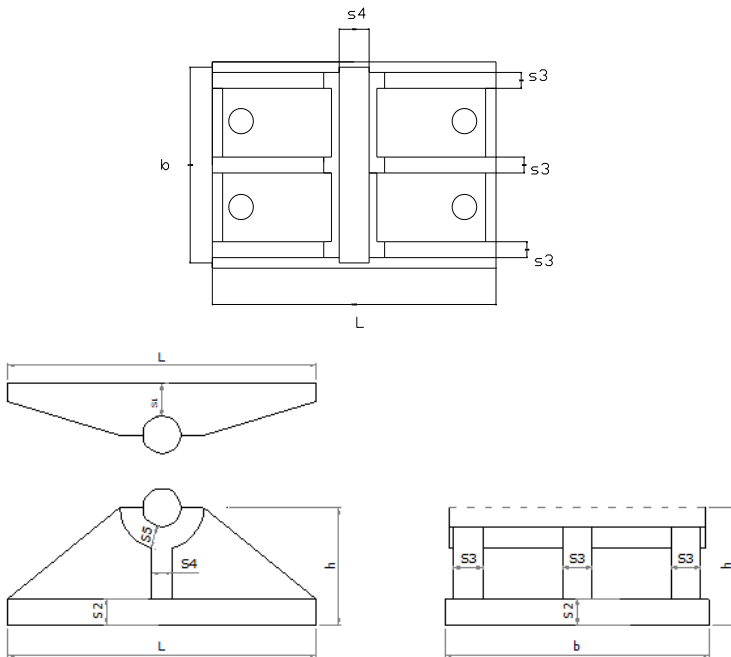
$$M_{\max} = \frac{V}{2} \times \frac{b}{4}$$

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{baja}}$$

- Perhitungan diameter engsel

$$r = 0.8 \times \frac{V}{\sigma_{baja} L}$$

$$d_1 = 2.r$$



Gambar 2. 7 Perletakan Sendi

2.8.2 Perletakan Rol

Reaksi perletakan didapat dari SAP yaitu reaksi H dan V
Selanjutnya menghitung :

- Luas alas kursi / bantalan

$$F = \frac{V}{\sigma' b}$$

$$b = \frac{F}{L}$$

- Garis tengah gelinding

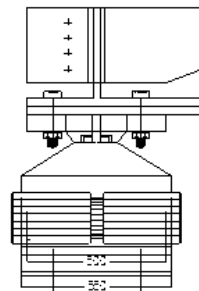
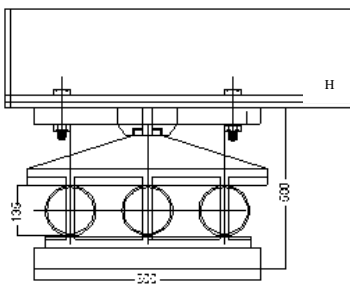
$$B = \frac{1}{2r_1}$$

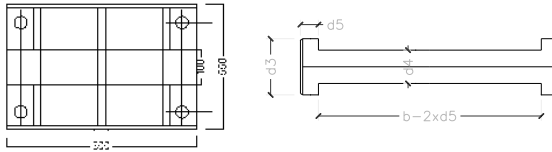
$$\gamma^2 = 0.75 \times 10^6 \times \frac{P \cdot \ell}{L}$$

$$d_4 = \frac{0.75 \times 10^6 \times P}{L \cdot \gamma^2}$$

$$d_5 = d_4 + (2 \times 2.5)$$

d_6 ambil 5 cm





Gambar 2. 8 Perletakan Rol

2.9 Bangunan Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bangunan bawah berdasarkan literatur RSNI T 02 2005, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi (Kazuto Nakazawa) dan BMS BDC 1992.

2.9.1 Abutment

2.9.1.1 Pembebanan

Pembebanan dalam abutment yaitu terdiri dari :

1. Beban mati bangunan atas
2. Berat sendiri abutment
3. Beban hidup lalu lintas
4. Beban tekanan tanah aktif
5. Beban tekanan tanah dinamis akibat gempa
6. Beban gempa
7. Beban angin
8. Beban Rem

2.9.1.2 Gaya Aksial Tiang Bor

Gaya aksial tiang bor terdiri dari 4 kombinasi beban yaitu :

1. Kombinasi 1 (DL + LL + Ta)
2. Kombinasi 2 (DL + LL + Ta + Tew)
3. Kombinasi 3 (DL+LL+Ta+Eqx+30%Eqy)
4. Kombinasi 4 (DL+LL+Ta+30%Eqx+Eqy)

Dari kombinasi tersebut, maka beban yang diterima per tiang dihitung dengan rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Dimana,

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (KN)

V = Total gaya aksial (KN)

n = Jumlah tiang Bor Pile (buah)

M_x = Momen sumbu x (ton.m)

M_y = Momen sumbu y (ton.m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

2.9.1.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang bor yang berdiameter 1,2 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *Kazuto Nakazawa*, yaitu :

$$\begin{aligned} R_u &= 1/n (R_p + R_f) \\ &= 1/n [(q_d \cdot A) + (U \cdot \sum l_i, f_i)] \end{aligned}$$

Dimana,

R_a = Daya dukung tanah yang diizinkan (ton)

n = Faktor Keamanan

R_p = Daya dukung terpusat tiang (ton)

q_d = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A = Luas ujung tiang (m²)

U = Panjang keliling tiang (m)

l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m³)

2.9.1.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Bor

$$\eta = \frac{2[(m-1).s + (n-1).s] + \pi D}{\pi D.m.n}$$

Dimana :

η = koefisien efisiensi kelompok tiang bor

D = diameter tiang bor (m)

s = jarak antar tiang (m)

m = jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = jumlah tiang dalam satu baris (buah)

2.9.1.5 Kontrol Kekuatan Tiang Bor

1. Kontrol terhadap gaya aksial vertikal

- Berdasarkan kekuatan bahan

$$\sigma_b = 0,33 \times f^c$$

$$F = \sigma_b \times A$$

$$\text{Kontrol, } F > P_{\text{maks}}$$

- Berdasarkan daya dukung tanah

Kontrol,

$$P_{\text{ijin tetap}} > P_{\text{maks}}$$

$$P_{\text{ijin sementara}} > P_{\text{maks}}$$

2. Kontrol terhadap beban horizontal

$$k = 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$$

$$E_0 = 28 \cdot N$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{kx D}{4xE_x I}}$$

$$E = 4700 \sqrt{f^c}$$

$$I = \pi/64 \cdot D^4$$

$$I_m = \pi/2 \beta$$

$$H_a = \frac{k.D.\delta}{\beta}$$

dimana :

k = koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = diameter tiang (cm)

- E_0 = modulus deformasi tanah pondasi (28N, nilai N diambil N_{SPT} rata-rata sampai pada kedalaman tiang bor masuk dalam tanah)
 β = nilai karakteristik tiang
 E = modulus elastisitas beton
 L_m = Panjang penjepitan untuk tiang yang kepala tiang tidak berputar dan tenggelam ke tanah
 H_a = daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)
 H ijin untuk beban tetap yaitu $H_a / 3$ dengan $SF = 3$, sedangkan H ijin untuk beban sementara yaitu $H_a / 2$ dengan $SF = 2$.

2.9.1.6 Perencanaan Poer (PileCap)

- Perhitungan tulangan utama

$$M_n = M_u / \phi$$

$$R_n = M_n / b \cdot d^2$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot f_c' / f_y \times \beta_1 (600/600 + f_y)$$

$$\rho_{min} = 1/4 f_y$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

apabila $\rho_{min} < \rho_{perlu} > \rho_{maks}$, maka digunakan rumus untuk mencari ρ_{min2} yaitu $1 \frac{1}{3} \times \rho_{perlu}$

$$\rho_{min2} = 1,333 \times \rho_{perlu}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

- Tulangan Bagi

$$A_s = 20\% \times A_s \text{ perlu}$$

- Kontrol geser ponds

$$b_w = \text{keliling bor} + \text{tebal poer}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d'$$

$$V_u = P_{maks} / 0,75$$

$$\text{Kontrol, } V_u < V_c$$

- Kontrol geser

$$V_u \max = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot V_u \max$$

$$\text{Kontrol, } V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\beta_1 = d/2000 \leq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times d (A_{st} \times f_c' / b_w \times d)^{0,5}$$

$$V_{umin} = V_{uc} + 0,6 \times b_w \times d$$

$$\text{Kontrol, } V_{umin} \times \phi < V_u$$

$$V_{us} = V_u / \phi - V_{uc}$$

- Perhitungan tulangan geser

$$A_{sv} = (V_{uc} \times s) / (f_y \times d)$$

2.9.1.7 Perencanaan Dinding Abutment

- Perhitungan tulangan utama

$$M_n = M_u / \phi$$

$$R_n = M_n / b \cdot d^2$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot f_c' / f_y \times \beta_1 (600/600 + f_y)$$

$$\rho_{min} = 1/4 f_y$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot x f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot x f_c'}} \right)$$

apabila $\rho_{min} < \rho_{perlu} > \rho_{maks}$, maka digunakan rumus

untuk mencari ρ_{min2} yaitu $1 \frac{1}{3} \times \rho_{perlu}$

$$\rho_{min2} = 1,333 \times \rho_{perlu}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

- Kontrol geser ponds

$$b_w = \text{keliling bor} + \text{tebal poer}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d'$$

$$V_u = P_{maks} / 0,75$$

Kontrol, $V_u < V_c$

- Kontrol geser

$$V_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot V_{u \max}$$

Kontrol, $V_u \leq \phi \cdot V_c$

$$\beta_1 = d/2000 \leq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times d (A_{st} \times f_c' / b_w \times d)^{0,5}$$

$$V_{umin} = V_{uc} + 0,6 \times b_w \times d$$

Kontrol, $V_{umin} \times \phi < V_u$

$$V_{us} = V_u / \phi - V_{uc}$$

- Perhitungan tulangan geser

$$A_{sv} = (V_{uc} \times s) / (f_y \times d)$$

2.9.1.8 Penulangan Pondasi Bored Pile Abutment

1. Tulangan Lentur

Perhitungan tulangan kolom menggunakan aplikasi PCA Col yang input bebannya dari hasil analisa SAP2000.

2. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser didasarkan pada BMS, BMD 1992 yaitu sebagai berikut :

$$V_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times V_{u \max}$$

kontrol, $V_u \leq \phi V_c$, Kehancuran badan tidak akan terjadi masalah

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times d (A_{st} \times f_c' / b_w \times d)^{0,5}$$

dimana :

$$\beta_1 = d/2000$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{u_{\min}} = V_{uc} + 0,6 \times b_w \times d$$

$V_{u_{\min}} \times \phi > V_u$, tidak perlu tulangan geser

$V_{u_{\min}} \times \phi < V_u$, perlu tulangan geser

$$V_{us} = V_u / \phi - V_{uc}$$

$$A_{sv} = (V_{uc} \times s) / (f_y \times d)$$

BAB III

DATA DAN ANALISA

3.1 Data

Data-data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

3.1.1 Profil Sungai

Jembatan pada jalan Trans Sulawesi ini melintang di atas sungai Lasape, Jembatan ini menghubungkan Kabupaten Pinrang dengan Kabupaten Polewali. Data profil sungai Lasape yang berada di bawah :

Lebar bentang sungai	: 135 meter
Elevasi dasar sungai	: -15.50 meter
Elevasi tepi sungai	: - 5.50 meter
Elevasi muka air norma 1	: -10.70 meter
Elevasi muka air banjir	: - 6.50 meter

3.1.2 Jembatan Eksisting

Jembatan Lasape merupakan jembatan pratekan. Bentang jembatan dibagi menjadi 3 span atau berarti terdiri dari 2 pilar. Data perencanaan awal jembatan sebagai berikut :

Nama Jembatan	: Jembatan Lasape
Lokasi Jembatan	: Sungai Lasape, menghubungkan Kabupaten Pinrang dan Kabupaten Polewali, Sulawesi Selatan
Panjang jembatan	: 138.5 meter, dibagi menjadi 3 span 2 pilar: <ul style="list-style-type: none">• 2 X 45 meter pada bentang tepi• 48.5 meter pada bentang tengah
Lebar jembatan	: 11 meter
Jenis konstruksi jembatan	: Jembatan Pratekan

3.2 Kriteria Desain

Jembatan direncanakan ulang dengan desain modifikasi metode jembatan busur rangka baja dengan lantai kendaraan di bawah. Data jembatan modifikasi :

Panjang jembatan	: 140 meter
Lebar jembatan	: 11 meter
Lebar lantai kendaraan	: 7,5 meter
Tinggi busur	: 20 meter (1/7 bentang)
Tinggi tampang busur	: 4 meter (1/35 bentang)
Gelagar Memanjang (<i>l</i>)	: 1,5 meter
Gelagar Melintang (λ)	: 5 meter
Mutu Struktur utama	: BJ-55
Jarak antar tiang sandaran	: 3 meter
Mutu beton	: f'_c 30 Mpa
Tulangan	: f_y 400 Mpa
Perletakan Tepi	
Mutu baja	: BJ 52
Mutu beton	: f'_c 35 Mpa
Zona Gempa	: Zona Gempa 3
Jenis Tanah	: Tanah Lunak
Lokasi	: < 5 km dari pantai

3.2.1 Rencana Pelat Lantai Kendaraan Jembatan

Tebal pelat minimum lantai kendaraan jembatan harus memenuhi persyaratan SNI T-12-2004 sebagai berikut :

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \quad (5.5-2)$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad (5.5-3)$$

$$t_s \geq (100 + 40 \times 1.5) \text{ mm}$$

$$t_s \geq (100 + 60) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 160 \text{ mm}$$

dengan pengertian :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (m)

Direncanakan tebal pelat 250 mm. Sedangkan untuk tebal aspal yaitu 50 mm (RSNI T-02-2005 pasal 5.3.2)

3.2.2 Pembebanan

Tabel 3.1 Faktor beban

No.	Nama	Faktor Beban pada Keadaan Batas	
		Daya Layan	Ultimit
1.	Beban Sendiri	1,0	1,3
2.	Beban Mati Sekunder	1,0	1,0
3.	Beban Lajur “D”	1,0	1,8
4.	Beban Truk “T”	1,0	1,8
5.	Gaya Rem	1,0	1,8
6.	Beban Pejalan kaki	1,0	1,8
7.	Beban Angin	1,0	1,2
8.	Beban Gempa	N/A	1,0

Pembebanan merupakan kombinasi antara Beban Mati dan Beban Hidup. Berikut detail pembabanan jembatan:

➤ **Beban Mati**

▪ **Berat Pelat**

$$= 0,25 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,3 = 0,813 \text{ ton.m}$$

▪ **Berat Aspal**

$$= 0,05 \times 1,0 \times 2,2 \times 1,3 = 0,143 \text{ ton.m}$$

▪ **Berat Air hujan**

$$= 0,05 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 0,050 \text{ ton.m} +$$

$$\text{Total} = 0,961 \text{ ton.m}$$

➤ **Beban Mati Sekunder**

▪ **Beban Kerb**

Kerb harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit 15 kN/m yang bekerja sepanjang bagian atas kerb. beban kerb sendiri :

Lebar x tinggi x berat jenis beton

$$= 0,2 \times 0,25 \times 2,4 = 0,120 \text{ ton/m}$$

- **Beban Trotoar**

Trotoar terdiri dari 2 lapisan, yaitu Beton (10 cm) dan sirtu (15 cm). Beban trotoar sendiri :

Beton :

Lebar x tinggi x berat jenis

$$= 1,25 \times 0,1 \times 2,4 = 0,300 \text{ ton/m}$$

Sirtu :

Lebar x tinggi x berat jenis

$$= 1,25 \times 0,15 \times 1,8 = 0,3375 \text{ ton/m}$$

$$\text{berat total trotoar} = 0,300 + 0,3375 = 0,6375 \text{ ton/m}$$

➤ **Beban Hidup**

- **Beban Truk "T"**

Besarnya beban Truk sebesar 112,5 kN (11,25 ton) dan dalam keadaan ultimit faktor beban akibat pembebanan truk "T" = 1,8 (RSNI T-02-2005 pasal 6.4) dan tambahan faktor kejut (DLA) 30%, sehingga :

$$T = 11,25 \times 1,8 \times (1 + 0.3) = 26.325 \text{ ton}$$

- **Beban Terbagi Rata (BTR)**

Karena $L > 30 \text{ m}$, maka besarnya BTR dihitung dengan menggunakan rumus :

$$q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (\text{RSNI T-02-2005, 6.3})$$

$$= 9.0 (0.5 + 15/140) = 5.46 \text{ kPa} = 5.46 \text{ kN/m}^2$$

beban yang bekerja :

$$q_L = q \times b_l \times K_{TD}^u$$

$$= 5.46 \times 1.5 \times 1.8 = 14.74 \text{ kN/m}$$

- **Beban Garis (BGT)**

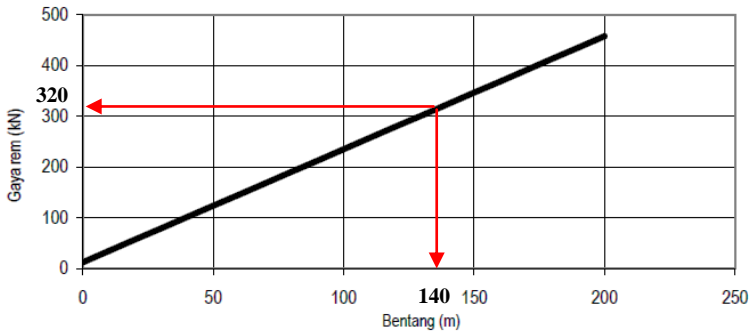
Besarnya intensitas p adalah 49 kN.

beban yang bekerja :

$$p_L = p \times (1 + \text{DLA}) \times b_l \times K_{TD}^u$$

$$= 49 \times 1.3 \times 1.5 \times 1.8 = 172 \text{ kN/m}$$

- **Gaya Rem**
Gaya rem didapatkan dengan menggunakan grafik dibawah ini :



Gambar 3.1. Penentuan Gaya Rem per lajur 2.75 m (KBU)

- **Beban Pejalan Kaki**
Pada RSNI T-02-2005 pasal 6.9 menyebutkan bahwa beban pejalan kaki sebesar $5 \text{ kPa} = 500 \text{ kg/m}^2$

- **Beban Angin**
Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut (RSNI T-02-2005 pasal 7.6) :

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \text{ [kN]} \\ = 0,0006 \times 2.1 \times 35 \times 784 = 1154 \text{ kN/m}$$

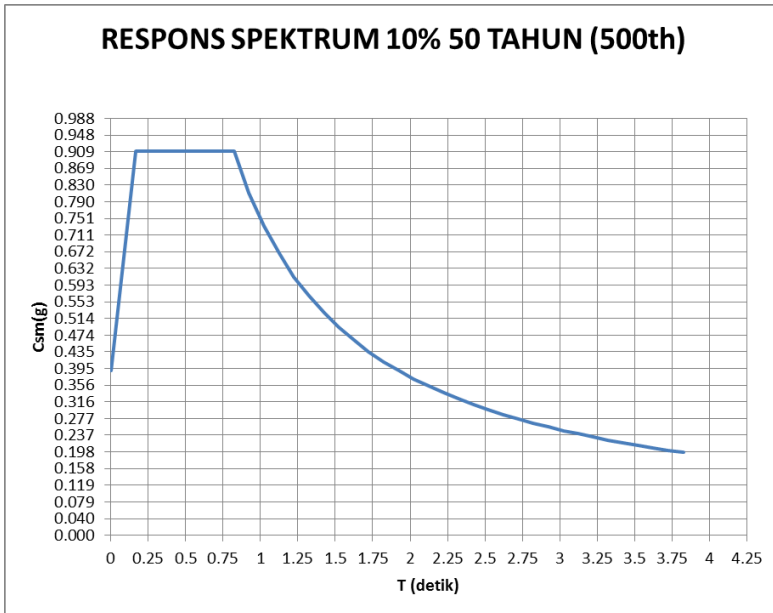
dengan pengertian :

V_w = kecepatan angin rencana (m/s)

C_w = koefisien seret

A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m²).

- **Beban Gempa**
Dari hasil perhitungan Respon spektrum 10% 50 tahun, dengan menggunakan RSNI 2833:201X didapatkan sebagai berikut :



Gambar 3.2. Grafik respon spektrum gempa rencana

3.2.3 Menentukan Tinggi Penggantung (Y_n)

Tinggi Busur (f) = 20 m

Jarak Penggantung/jarak gelagar melintang (x) = 5 m

Panjang Bentang (L) = 140 m

dengan rumus :

$$Y_n = \frac{4 \cdot f \cdot x (L - x)}{L^2}$$

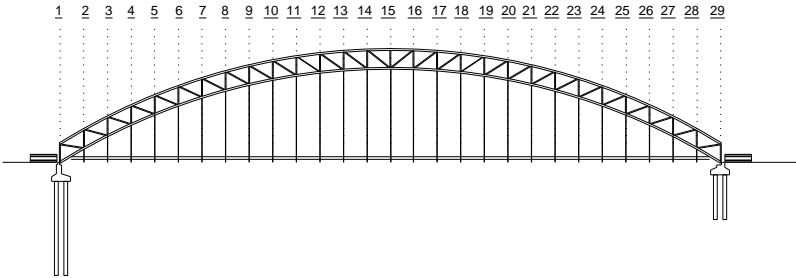
Contoh :

$$Y_2 = \frac{4 \times 20 \times 5 \times (140 - 5)}{140^2} = 2,755 \text{ m}$$

Tabel 3.2 Panjang penggantung

n	x	Y_n
1	0	0
2	5	2,755
3	10	5,306
4	15	7,653
5	20	9,796
6	25	11,735
7	30	13,469
8	35	15,000
9	40	16,327
10	45	17,449
11	50	18,367
12	55	19,082
13	60	19,592
14	65	19,898

n	x	Y_n
15	70	20,000
16	75	19,898
17	80	19,592
18	85	19,082
19	90	18,367
20	95	17,449
21	100	16,327
22	105	15,000
23	110	13,469
24	115	11,735
25	120	9,796
26	125	7,653
27	130	5,306
28	135	2,755
29	140	0



Gambar 3.3. Panjang penggantung

3.4 Outline Perencanaan

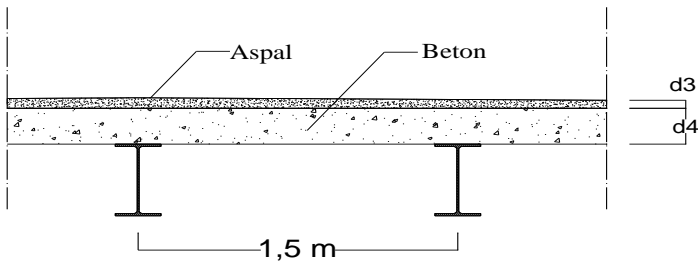
- Bab I : Pendahuluan
- Bab II : Tinjauan Pustaka
- Bab III : Data dan Analisa
- Bab IV : Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan
- Bab V : Perencanaan Gelagar Jembatan
 - 1. Gelagar Memanjang
 - 2. Gelagar Melintang
 - 3. *Shear Connector*
- Bab VI : Perencanaan Konstruksi Utama
 - 1. Rangka Utama
 - 2. Portal Akhir
 - 3. Kabel Penggantung
- Bab VII : Perencanaan Konstruksi Sekunder
 - 1. Ikatan Angin a Atas
 - 2. Ikatan Angin Bawah
 - 3. *Bracing*
- Bab VIII : Perencanaan Sambungan
- Bab IX : Perencanaan Perletakan
 - 1. Perletakan Tepi (Sendi)
 - 2. Perletakan Tepi (Rol)
- Bab X : Struktur Bawah Jembatan
 - 1. Abutmen
 - 2. Tiang Pancang
- Bab XI : Penutup

BAB IV

PERENCANAAN PELAT LANTAI KENDARAAN

Diketahui :

Tebal Pelat Lantai Kendaraan (d_4)	: 0,25 m
Tebal Aspal (d_3)	: 0,05 m
Beban Mati (q_D)	: 0,961 ton.m
Beban Hidup (q_L) Truk	: 26,30 ton.m
Jarak Gelagar Memanjang (l)	: 1,5 m
Jarak Gelagar Melintang (λ)	: 5 m



Gambar 4.1. Pelat lantai kendaraan

4.1 Momen pada Pelat Lantai Kendaraan

a. Akibat Beban mati

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 0,961 \times 1,5^2 = 0,270 \text{ ton.m}$$

b. Akibat Beban Hidup

$$M_L = 0,8 \times \frac{(l + 0,6)}{10} \times T_U$$

$$= 0,8 \times \frac{(1,5 + 0,6)}{10} \times 26,3 = 4,42 \text{ ton.m}$$

4.2 Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

Data perencanaan perencanaan untuk penulangan yaitu :

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{tulangan lentur} &= D16 \text{ mm (arah x)} \\
 &\quad D10 \text{ mm (arah y)} \\
 \text{Selimut beton (d')} &= 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah melintang :

$$\begin{aligned}
 dx &= t - d' - \frac{\phi Tul.lentur.x}{2} \\
 &= 250 - 40 - \frac{16}{2} = 202 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah memanjang :

$$\begin{aligned}
 dy &= t - d' - \phi Tul.lentur.x - \frac{\phi Tul.lentur.y}{2} \\
 &= 250 - 40 - 16 - \frac{10}{2} = 189 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.2.1 Perhitungan tulangan arah Melintang

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{SNI T-12-2004, 5.1-1})$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI T-12-2004, 5.1.1.6}) \\
 &= 0,75 \times 0,0271 = 0,0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18,8$$

$$M_u = M_u + M_L = 0,270 + 4,42 = 4,693 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.8} = \frac{4,693}{0.8} = 5,866 \text{ ton.m} = 5,866 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi.b.dx^2} = \frac{5,866 \times 10^7}{0,80 \times 1000 \times 202^2} = 1,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{18,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,8 \times 1,80}{400}} \right) = 0,0040$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0,004 \times 1000 \times 202 = 807$$

Dipasang tulangan D16-200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)

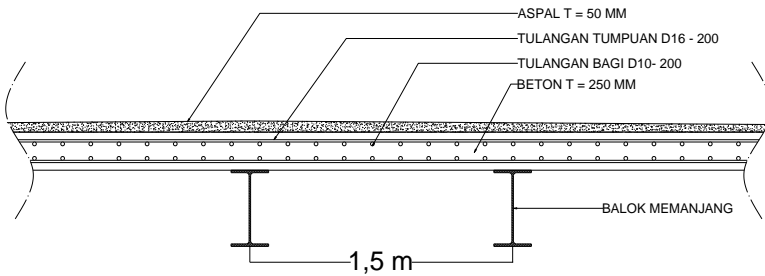
4.2.2 Perhitungan Tulangan Arah Memanjang

Arah memanjang dipasang tulangan susut dengan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton (ρ) sebesar 0,0018 dengan mutu (f'_c) 400 dan jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah memanjang (d_y) 189 mm

$$A_s = \rho \times b \times d_y$$

$$A_s = 0,0018 \times 1000 \times 189 = 340 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D10-200 ($A_s = 393 \text{ mm}^2$)

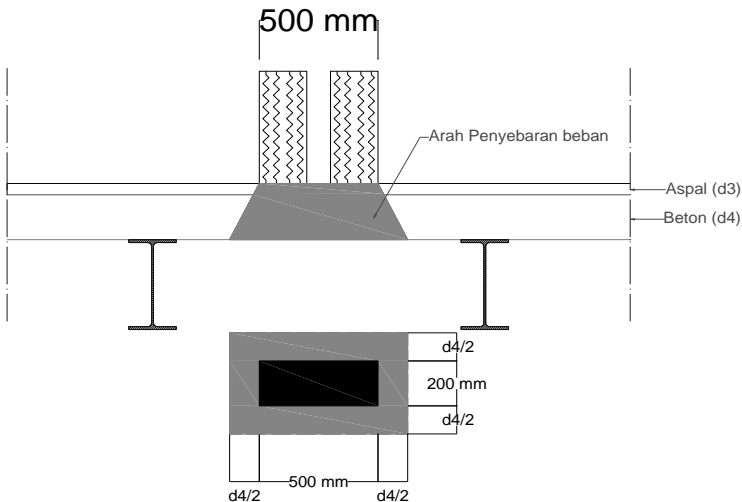


Gambar 4.2. Letak Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

4.2.3 Perhitungan Kekuatan Pelat Menahan Geser Pons

Kekuatan geser pelat lantai kendaraan didapat dengan menggunakan rumus :

karena $M_v^* = 0$, sehingga $V_n = V_{no}$ (SNI T-12-2004 pasal 5.6.1)



Gambar 4.3. Bidang geser pons

maka menggunakan rumus :

$$V_n = u \times d \times (f_{cv} + 0,3f_{pe}) \dots \text{SNI T-12-2004 pasal 5.6.2}$$

Dimana :

V_n = Kuat geser nominal pelat

u = panjang efektif dari keliling geser kritis, mm ($2 \times (b_o + d_o)$)

$$b_o = 500 + 250 = 750 \text{ mm}$$

$$d_o = 200 + 250 = 450 \text{ mm}$$

$$u = 2 \times (750 + 450) = 2400 \text{ mm}$$

d = jarak serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik

$$= d_4 - \text{selimut beton} - \emptyset/2$$

$$= 250 - 40 - 16/2 = 202$$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_h} \right) \times \sqrt{f'_c} \leq 0,34 \times \sqrt{f'_c}$$

β_h = rasio panjang dan sisi pendek beban terpusat $500/200 = 2,5$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{2,5} \right) \times \sqrt{25} \leq 0,34 \times \sqrt{25}$$

$$1,50 \text{ MPa} \leq 1,70 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Memenuhi syarat}$$

f_{pe} = tegangan tekan dalam beton akibat gaya pratekan

$$= 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Maka, } V_n = u \times d \times (f_{cv} + 0,3f_{pe})$$

$$= 2400 \times 202 \times (1,50 + 0)$$

$$= 727200 \text{ N} = 727,20 \text{ kN}$$

$$\text{Kekuatan efektif} = \phi \times V_n$$

Dimana :

ϕ = faktor reduksi kekuatan geser = 0,7(SNI T-12-2004 pasal 4.5.2)

$$\phi V_n = 0,7 \times 727,2 = 509,04 \text{ kN}$$

V_u = gaya geser yang terjadi (beban truk)

112,5 kN < 509,04 kN.... (pelat mampu menahan gaya geser yang terjadi)

4.3 Perhitungan Tulangan Tiang sandaran

Tiang sandaran direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan (vertikal dan menyilang) yaitu $w^*=0,75$ kN/m. Detail perencanaan untuk desain tiang sandaran :

Jarak antar tiang sandaran (L)	= 3000 mm
Tinggi (t)	= 1200 mm
Dimensi kolom	= 200 x 200 mm
Ø tulangan	= 12 mm (tulangan utama) dan 10 mm (tulangan geser)

$$d = 200 - 20 - 6 - 12/2 = 168 \text{ mm}$$

4.3.1 Perhitungan Pipa Sandaran

Detail perencanaan :

Pipe steel SCH-40 dengan BJ 34 ($f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$)

$$D = 2 \frac{1}{2} \text{ inchi} = 76,3 \text{ mm}$$

$$t = 5,2 \text{ mm}$$

$$W = 9,12 \text{ kg/m}$$

$$I = 73,751 \text{ cm}^4$$

$$Z = 19,332 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} q_{\text{vertikal}} &= W_{\text{pipa}} + w^* \\ &= 9,12 + 75 = 84,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_{\text{horizontal}} = w^* = 75 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{vertikal}} &= \frac{1}{8} \times q_v \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 84,12 \times 3,0^2 = 94,6 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{horizontal}} = \frac{1}{8} \times q_h \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 75 \times 3,0^2 = 84,8 \text{ kg.m}$$

kontrol kekuatan pipa :

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9 \times f_y \times Z \\ &= 0,9 \times 2100 \times 19,332 = 36537,48 \text{ kg.cm} \\ &= 365,375 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Rasio momen :

$$\frac{M_v + M_{hv}}{M_n} = \frac{94,6 + 84,8}{365,375} = 0,49 \text{OK}$$

Lendutan Pipa :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{300}{240} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \delta_x &= \frac{5 \times q_x \times L^4}{384 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 0,8412 \times 300^4}{384 \times 2.10^6 \times 73,751} = 0,601 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 0,75 \times 300^4}{384 \times 2.10^6 \times 73,751} = 0,536 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Resultan } \delta &= \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \\ &= \sqrt{1,114^2 + 0,994^2} \\ &= 0,806 < \delta_{ijin} \text{ OK} \end{aligned}$$

4.3.2 Perhitungan Kolom Sandaran

Beban-beban yang bekerja pada kolom tiang sandaran, yaitu :

- berat kolom sendiri $= b \times h \times t \times \gamma_{beton}$
 $= 0,2 \times 0,2 \times 1,2 \times 2400$
 $= 115,2 \text{ kg}$
- berat pipa sandaran $= n \times W_{pipa} \times L$
 $= 2 \times 9,12 \times 3,0$
 $= 54,72 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} P_D &= \text{berat kolom} + \text{berat pipa sandaran} \\ &= 115,2 + 54,72 \\ &= 169,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D &= P_D \times \frac{b}{2} \\ &= 169,92 \times \frac{0,2}{2} = 16,992 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$p_L = q_L \times L = 75 \times 3 = 225 \text{ kg}$$

$$M_L = P_L \times t = 225 \times 1,2 = 270 \text{ kg.m}$$

Dimana :

P_D = gaya yang terjadi akibat beban mati

M_D = momen yang terjadi akibat beban mati

P_L = gaya yang terjadi akibat beban hidup

M_L = momen yang terjadi akibat beban hidup

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_D + 1,6 P_L \\ &= 1,2 \times 169,92 + 1,6 \times 225 \\ &= 563,904 \text{ kg} = 5639,04 \text{ N} \end{aligned}$$

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times 16,992 + 1,6 \times 270 \\
 &= 452,39 \text{ kg.m} = 452,39 \times 10^4 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{452,39 \times 10^4}{0,8} = 565,49 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

$$\frac{M_n}{b \times h^2} = \frac{565,49 \times 10^4}{200 \times 200^2} = 0,707$$

$$\frac{P_u}{b \times h} = \frac{5639,04}{200 \times 200} = 0,141$$

Dari grafik interaksi didapatkan $\rho = 0,01$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,01 \times 200 \times 168 = 336 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan : 4Ø12 (A_s pasang = 452,39 mm²)

perencanaan tulangan geser :

$$V_u = 2,25 \text{ kN} = 2250 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 200 \times 168 = 28000 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 28000 = 16800 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$ maka tidak perlu tulangan geser. walaupun secara teoritis tidak perlu sengkang tetapi untuk kestabilan struktur dan peraturan mensyaratkan dipasang tulangan minimum dan spasi maksimum.

$s_{maks.} = \frac{1}{2}d = \frac{1}{2} 168 = 84 \text{ mm}$. Digunakan spasi 84 mm dengan luas tulangan minimum :

dipakai tulangan Ø8 ($A_v = 50,24 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$s = \frac{A_v \times f_y}{\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b} = \frac{157,08 \times 240}{\frac{1}{3} \sqrt{25} \times 200} = 113 \text{ mm}$$

jadi dipakai 4Ø12 untuk tulangan utama dan Ø8-200 mm untuk tulangan geser.

4.4 Perhitungan Tulangan Kerb

Dalam hal perencanaan kerb digunakan beberapa persyaratan yang terdapat di dalam peraturan SNI T-12-2004 yaitu beban nominal trotoar = 5 kPa = 500 kg/m² akibat pejalan kaki. Dan lebar trotoar direncanakan selebar 1 meter.

Data perencanaan kerb :

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

$$t = 190 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa (tulangan lentur)}$$

$$240 \text{ MPa (tulangan pembagi)}$$

$$\phi = 12 \text{ mm (tulangan lentur)}$$

$$8 \text{ mm (tulangan pembagi)}$$

$$KuTP = 1.8$$

$$\begin{aligned} Mu &= P \times b \times t \times KuTP \\ &= 15 \times 0,25 \times 0,19 \times 1.8 \\ &= 1,28 \text{ kN.m} = 1,28 \cdot 10^6 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan :

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} \\ &= 18.82 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

(SNI-03-2847-2002 ps 12.5.1)

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

(SNI-03-2847-2002 ps 10.4.3)

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{400} \left[\frac{600}{600 + 400} \right]$$

$$= 0,0271$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI-03-2847-2002 ps 12.3.3})$$

$$= 0,75 \times 0,0271$$

$$= 0,02$$

$$M_u = 1,28 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{1,28 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 5.06 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5.06 \times 10^6}{1000 \times 180^2}$$

$$= 0,035$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,82 \times 0.035}{400}} \right)$$

$$= 0.0001$$

$$\rho < \rho_{\min} \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 200$$

$$= 700 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 12-150$ (As pasang = 754 mm^2)

Tulangan pembagi dipasang tulangan susut dengan :

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 200$$

$$= 360 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 10-200$ (As pasang = 393 mm^2)

BAB V

PERENCANAAN GELAGAR

Gelagar direncanakan menggunakan profil baja dengan mutu BJ-55, dengan ketentuan :

Tegangan ultimit (f_u) = 550 MPa

Tegangan leleh (f_y) = 410 MPa

Modulus Elastisitas (E) = 200.000 MPa

5.1. Perencanaan Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 8 x 12 dengan panjang 5,0 m dan jarak antar gelagar memanjang 1,5 m seperti pada gambar berikut :

Detail profil WF 450 x 200 x 8 x 12 :

$$w = 66,20 \text{ kg/m}$$

$$A = 84,30 \text{ m}^2$$

$$i_x = 18,50 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,33 \text{ cm}$$

$$I_x = 28700 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1580 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 1290 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 159 \text{ cm}^3$$

5.1.1 Pembebanan

Sebelum komposit

a. beban mati

- berat pelat beton

$$2500 \times 0,25 \times 5,0 \times 1,3 = 4062,5 \text{ kg/m}$$

- berat hujan

$$1000 \times 0,05 \times 5,0 \times 1,3 = 325,0 \text{ kg/m}$$

- berat profil memanjang

$$66,2 \times 1,1 = 72,82 \text{ kg/m} +$$

$$Q_D (u) = 4.460,32 \text{ kg/m}$$

$$M_{D1} = \frac{1}{8} \times Q_D (u) \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 4.460,32 \times 5^2 = 13.938,5 \text{ kg.m}$$

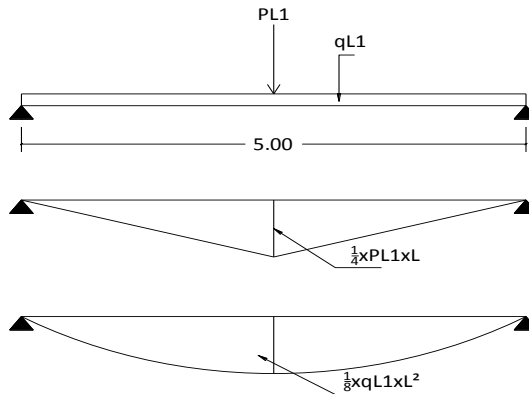
Setelah komposit

- berat aspal
 $2200 \times 0,05 \times 5,0 \times 1,3 = 715,0 \text{ kg/m}$

$$M_{D2} = \frac{1}{8} \times Q_D(u) \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 715 \times 5^2 = 2.234,38 \text{ kg.m}$$

b. Beban hidup



Gambar 5.1. Pembebanan Akibat Beban BTR dan BTG

Beban Lajur "D" terdiri dari Beban Terbagi Rata (BTR) digabung dengan Beban Garis (BGT)

- Beban Terbagi Rata (BTR)
 Jika bentang jembatan (L) $\geq 30 \text{ m}$;
 $q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$

(RSNI T-02-2005, 6.3.1 (2))

$$q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{140}\right) = 5,464 \text{ kPa} = 546,4 \text{ kg/m}^2$$

beban ultimit yang bekerja :

$$q_{BTR} = 546,4 \times 1,5 \times 1,8 = 1475,4 \text{ kg/m}$$

- **Beban Garis (BGT)**

Ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan sebesar p 49 kN/m (RSNI T-02-2005, 6.3.1) dengan faktor beban dinamik (DLA) sebesar 30% sehingga:

$$\begin{aligned} p1 &= p \times (1 + DLA) \times K_{TD}^u \\ &= 49 \times (1 + 0,3) \times 1,8 \\ &= 114,66 \text{ kN} = 1146,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

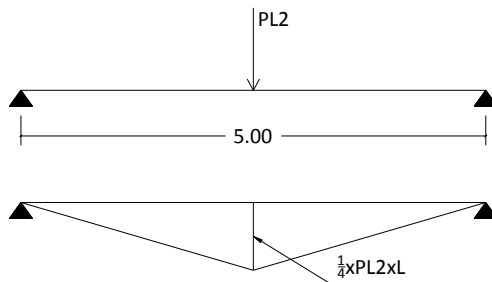
Momen akibat beban Lajur "D" dapat digambarkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{L1} &= \left(\frac{1}{8} \times q_{BTR} \times L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times p1 \times L\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1475,4 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 6370 \times 5\right) \\ &= 12.573 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

c. **Beban truk "T"**

Beban truk sebesar 112,5 kN (RSNI T-02-2005, 6.4.1). dengan faktor beban dinamik (DLA) sebesar 30%. Momen akibat beban truk "T" dapat digambarkan sebagai berikut :

akibat pembebanan beban truk :



Gambar 5.2. Pembebanan Akibat Beban Truk

$$\begin{aligned}
 M_{L2} &= T(1 + DLA) \times \frac{1}{4} \times L \times K_{TT}^u \\
 &= 112,5 \times (1 + 0,3) \times \frac{1}{4} \times 5,0 \times 1,8 \\
 &= 329,063 \text{ kN.m} = 32.906,25 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

karena $M_{L1} > M_{L2}$, maka momen yang digunakan yaitu akibat beban Truk "T".

5.1.2. Kontrol kekuatan lentur

5.1.2.1. Kontrol Penampang

a. Badan

$$\begin{aligned}
 h &= d - 2(t_f + r) \\
 &= 450 - 2(14 + 18) = 386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{h}{t_w} = \frac{386}{9} = 42,9 \\
 \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82,97
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} = \frac{386}{9} = 42,9 \\ \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82,97 \end{aligned}} \right\} \begin{array}{l} \text{(RSNI T-03-2005,} \\ \text{Tabel 4)} \end{array}$$

$$\lambda < \lambda_p$$


b. Sayap

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 14} = 7,14 \\
 \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{410}} = 8,4
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 14} = 7,14 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{410}} = 8,4 \end{aligned}} \right\} \begin{array}{l} \text{(RSNI T-03-2005,} \\ \text{Tabel 4)} \end{array}$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Penampang Kompak $\rightarrow M_{nx} = M_{px}$

5.1.2.2. Kontrol Tekuk Lateral

 ITS <small>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</small>									
Standard Sectional Dimension of WF-steel and Its Sectional Area, Unit Weight and Sectional Characteristic									
Sectional Dimension									
	d mm	x mm	bf mm	tw mm	tf mm	r mm	H2 mm	Mn (Ton.M) Zx*fy	BJ 55 λp λr
	400	x	400	13.0	21.0	22.0	314.0	147.605	393.40 #####
WF	450	x	200	9.0	14.0	18.0	386.0	66.481	170.89 433.83
	440	x	300	11.0	18.0	24.0	356.0	111.833	279.03 721.62

$$\begin{array}{ll}
 L &= 500,00 \text{ cm} \\
 L_p &= 170,89 \text{ cm} \\
 L_r &= 433,83 \text{ cm}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} L \\ L_p \\ L_r \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{(RSNI T-03-2005, 7.3.5)} \\ \mathbf{L > L_r \rightarrow \text{Bentang Panjang}} \\ M_n = M_{cr} \leq M_p \end{array}$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y I_w} \quad \text{(RSNI T-03-2005, 7.3-1a)}$$

dengan pengertian :

$$E = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_y = 1580 \text{ cm}^4$$

$$G = 800.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{1}{3} b_w t_w^3 \rightarrow b_w = d - 2t_f = 450 - 2 \times 12 = 42.6 \text{ cm} \\
 &= \frac{1}{3} \times 42,6 \times 0,8^3 + 2 \times \frac{1}{3} \times 20 \times 1,2^3 = 30,31 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_w = I_y \frac{h^2}{4} = 1580 \frac{39^2}{4} = 600.795 \text{ cm}^6$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\
 &= \frac{12,5 \times 31,12}{2,5 \times 31,12 + 3 \times 16,3 + 4 \times 31,12 + 3 \times 16,3} \leq 2,3 \\
 &= 1,297 \leq 2,3
 \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 1,3 \frac{3,14}{500} \sqrt{(2 \cdot 10^6) \times 1870 \times (8 \cdot 10^5) \times 46,84 + \left(\frac{3,14 \times 8 \cdot 10^5}{500} \right)^2} 1870 \times 696556,3$$

$$M_{cr} = 3.874.756,7 \text{ kgcm}$$

$$M_p = Z_x \times f_y = 1290 \times 4100 = 5.289.000 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_{cr} < \phi M_p$$

$$3.874.756,7 \text{ kg.cm} \leq 0,9 \times 5.289.000 \text{ kg.cm}$$

$$3.874.756,7 \text{ kg.cm} \leq 4.760.100 \text{ kg.cm} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

5.1.3. Kontrol Lendutan

a. Lendutan ijin

$$\delta_{ijin} = \frac{1}{800} \lambda = \frac{1}{800} \times 500 = 0,625 \text{ cm}$$

(RSNI T-03-2005, 4.7.2)

b. Lendutan akibat beban Lajur "D" (BTR + BTG)

$$\begin{aligned} \delta_{(BTR+BTG)} &= \frac{5q_{BTR}L}{384 \times E \times I} + \frac{P_{bTG}\lambda^3}{48EI} \\ &= \frac{5 \times 8,2 \times 500^4}{384 \times 2000000 \times 28700} + \frac{6370 \times 500^3}{48 \times 2000000 \times 28700} \\ &= 0,55 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Lendutan akibat beban truk 'T'

$$\begin{aligned} \delta_{(T)} &= \frac{1}{48} \times \frac{P_T \lambda^3}{EI} \\ &= \frac{1}{48} \times \frac{11250 \times 500^3}{2 \cdot 10^6 \times 28700} = 0,51 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta_{ijin} > \delta_{(BTR+BTG)} \text{ atau } \delta_{(T)} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

5.1.4. Kontrol Geser

Gaya geser maksimum terjadi apabila beban hidup berada dekat dengan perletakan, dapat digambarkan seperti berikut :

a. Akibat beban lajur "D" (BTG + BTR)

$$\begin{aligned} Va_{\max} &= (P_1 \times l) + (q_{L_1} \times \frac{1}{2} \lambda \times l) \\ &= (11466 \times 2,5) + (1475 \times \frac{1}{2} 5,0 \times 1,25) \\ &= 33.274,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Akibat beban truk "T"

$$\begin{aligned} Va_{\max} &= T \times (1 + DLA) \times l \\ &= 11250 \times (1 + 0,3) \times 2,5 = 36.5625 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi V_a yang terbesar adalah akibat beban Lalu lintas "D"

$$\begin{aligned} \bullet \quad \frac{h}{t_w} &\leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \dots\dots\dots (\text{RSNI T-03-2005, 7.8.2}) \\ \frac{390}{8} &\leq 1,10 \sqrt{\frac{5,331 \times 200000}{410}} \rightarrow k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5,34 \end{aligned}$$

$$48,8 < 56,131 \dots\dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad V_u &\leq V_n \\ V_u &\leq 0,6 f_y A_w \dots\dots\dots (\text{RSNI T-03-2005, 7.8.3}) \\ \text{dimana, } A_w &= d \times t_b \end{aligned}$$

$$44.033,75 \leq 0,6 \times 4100 \times 45 \times 0,8$$

$$44.033,75 \text{ kg} < 79.704 \text{ kg} \dots\dots \text{OK}$$

5.1.5 Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

Menurut RSNI-03-2005 lebar efektif pelat beton diambil nilai terkecil dari :

- Jarak Antar Gelagar
- $1/5$ Panjang Bentang Gelagar

sehingga, lebar efektif beton dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

- $be_1 \leq S$
 $\leq 500 \text{ cm}$
- $be_2 \leq 1/5 L$
 $\leq 500 / 5 = 100 \text{ cm}$

dimana :

S = jarak antar gelagar melintang

L = lebar jembatan

untuk lebar efektif pelat beton diambil yang terkecil yaitu 234 cm

cek kriteria penampang

$$h = d - 2 (tf + r)$$

$$450 - 2 \times (12 + 18) = 390 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{f'_y}}$$

$$\frac{390}{8} \leq \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

$$48,8 \leq 82,97 \dots\dots \text{penampang kompak}$$

- a. menentukan letak garis netral
- Luas beton :

$$A_c = b_{\text{eff}} \times t_b = 100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2$$
- Luas baja :

$$A_s = 84,3 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = A_s \times f_y = 84,3 \times 4100 = 345.630 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85 \times f'_c \times A_c$$

$$= 0,85 \times 250 \times 2500 = 531.250 \text{ kg}$$

Nilai C dipilih yang terkecil yaitu $C_2 = 531.250 \text{ kg}$. maka dapat disimpulkan letak garis netral berada pada pelat beton
- Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \times f'_c \times b_{\text{eff}}}$$

$$a = \frac{531.250}{0,85 \times 250 \times 100} = 25 \text{ cm}$$

$$d1 = t_b - \frac{a}{2} = 25 - \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$d2 = 0$... karena tidak mengalami tekan

$$d3 = \frac{D}{2} = \frac{45}{2} = 23 \text{ cm}$$
- Perhitungan momen

$$M_n = C \times (d1 + d2) + P_y \times (d3 - d2)$$

$$P_y = A_s \times f_y$$

$$= 84,3 \times 4100 = 345.630 \text{ kg}$$

$$M_n = 531.250 \times (12,5 + 0) + 345.630 \times (23 - 0)$$

$$= 14.417.300 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \phi \times M_n$$

$$= 0,85 \times 14.417.300 = 12.975.570 \text{ kg.cm}$$

5.1.6 Kontrol Lendutan

Persyaratan untuk balok :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{500}{800} = 0,63 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700 \times \sqrt{25}} = 8,51$$

Lebar efektif setelah komposit $= \frac{b_E}{n} = \frac{100}{8,51} = 11,8 \text{ cm}$

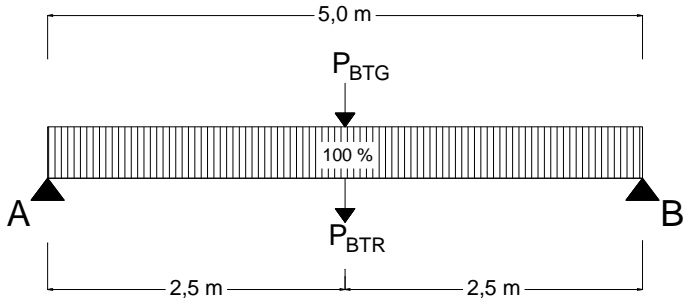
Tabel 5.1. Perhitungan modulus elastisitas penampang komposit

Komponen	A	y	A x y	I _o	d	I _o + A.d ²
	cm ²	cm	cm ²	cm ⁴	cm	cm ⁴
Pelat Beton	293,75	12,5	3671,88	15299,48	7,80	33191,96
WF	84,30	48	4004,25	28700	27	91047,77
Σ	378,05		7676,13			124.239,73

$$y = \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A} = \frac{7676,13}{378,05} = 20,30 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 124.239,73 \text{ cm}^4$$

Lendutan akibat beban hidup (BTR + BTG) ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.3. Beban Akibat BTG dan BTR (komposit)

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{5q_{BTR}L}{384 \times E \times I_{tr}} + \frac{P_{BTG}L^3}{48 \times E \times I_{tr}}$$

Dengan,

$$q_{BTR} = 8,2 \text{ kg/cm}$$

$$P_{BTG} = 6370 \text{ kg}$$

$$L = 500 \text{ cm}$$

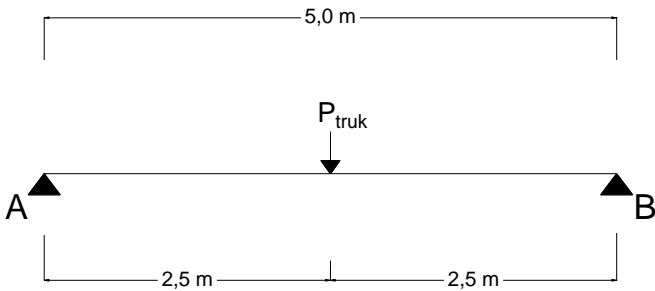
$$l = 250 \text{ cm}$$

$$E = \text{Modulus Elastisitas Baja} \\ = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$$

Lendutan akibat BTG + BTR =

$$\frac{5 \times 8,2 \times 500^4}{384 \times 2000000 \times 124.240} + \frac{6370 \times 500^3}{48 \times 2000000 \times 124.240} \\ = 0,09 \text{ cm} < \delta_{ijin}$$

Lendutan akibat beban Truk ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.4. Beban Akibat Truk

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{P_{truk} \times (3L^2 \times 4l^2)}{48 \times E \times I_{tr}} = \frac{12.465 \times 500^3}{48 \times 2000000 \times 124.240}$$

Dengan,

$$P_{truk} = 11250 \text{ Kg}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$l = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{lendutan akibat beban Truk} = 0,12 \text{ cm} \dots < \delta_{ijin}$$

5.1.7 Gaya Geser

- a. Gaya Geser sebelum komposit

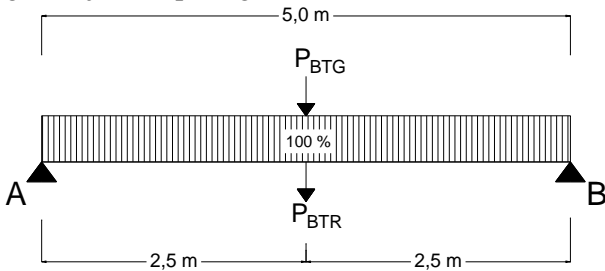
$$\begin{aligned} V_A &= 0,5 \times Q_{D1} \times B \\ &= 0,5 \times 4.460,32 \times 5,0 = 11.150,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Gaya Geser setelah Komposit

$$\begin{aligned} V_A &= 0,5 \times Q_{D2} \times B \\ &= 0,5 \times 715 \times 5,0 = 1.785,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Gaya geser akibat beban hidup

Gaya geser maksimum diperoleh jika BTR + BTG. seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.5. Gaya Geser Akibat BTG + BTR

$$\Sigma M_B = 0$$

$$5,0.V_A = (1475 \times 5,0 \times 2,5) + (11466 \times 2,5)$$

$$V_A = \frac{(18437,5) + (28.665)}{5,0}$$

$$V_A = 9.420,5 \text{ kg}$$

5.1.8 Perhitungan Shear Connector

Jarak antar shear connector menurut SNI T-03-2005 ps. 8.6.3. tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut :

- 600 mm
- 2 x tebal lantai
- 4 x tinggi shear connector

Tinggi minimum dari paku shear connector adalah 75 mm dan jarak antara paku shear connector dengan ujung flens gelagar tidak boleh kurang dari 25 mm. Untuk diameter paku shear connector tidak boleh melebihi :

- 1,5 x tebal plat flens bila plat memikul tegangan tarik.
- 2,0 x tebal plat flens bila tidak terdapat tegangan tarik.

Digunakan shear connector jenis paku / stud dengan data – data sebagai berikut :

- Diameter = 16 mm < 1,5 x 12 = 18 mm
- Tinggi total = 100 mm
- Jarak melintang antar stud = 150 mm
- Kuat beton $f_c' = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_c = 0,4 f_c'$
 $\sigma_c = 0,4 \times 25$
 $= 10 \text{ Mpa}$

5.1.8.1 Kekuatan Stud Connector

Menghitung jumlah stud (shear connector) yang dibutuhkan adalah :

$$V_h = 0,85 \times f'_c \times a \times b_E = A_s \times f_y = 26973 \times 290 = 7822170 \text{ N}$$

Digunakan shear connector diameter 30 mm panjang 50 mm. Kuat geser 1 buah shear connector diambil dari nilai yang terkecil di antara :

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times f_u$$

Kekuatan 1 shear connector dinyatakan dengan rumus :

$$V_{su} = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c}$$

Dimana,

A_{sc} = Luas penampang shear connector

$$= \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

E_c = Modulus elastisitas beton

$$= 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

Maka,

$$V_{su} = 0,5 \times 2,01 \times \sqrt{250 \times 235000} \\ = 7703,2 \text{ kg}$$

Dipasang shear connector untuk tiap penampang

Gaya geser yang bekerja :

$$V = (11.150,8) + (1.785,5) + (9420,5) \\ = 22.356,8 \text{ kg}$$

Gaya geser per satuan panjang

$$V_L = \frac{V \times A_t \times Y_c}{I_t}$$

Dimana :

V_L = Gaya geser longitudinal rencana per satuan panjang.

A_t = Luas transformasi beton.

Y_c = Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas A_t .

I_t = Momen inersia penampang dari penampang komposit.

Maka :

$$V_L = \frac{22.356,8 \times 293,75 \times 12,5}{124.240} \\ = 660,748 \text{ kg/cm}$$

Menurut SNI T-03-2005 ps. 8.6.4.2.

$$V_L \leq \phi \times V_{LS}$$

$$V_{LS} = 0.55 \times n \times V_{su}$$

Dimana :

n = Jumlah shear connector persatuan panjang

V_{su} = Kekuatan geser statis dari shear connector

ϕ = Faktor reduksi kekuatan shear connector = 0.75

V_{LS} = Gaya geser izin per satuan panjang pada batas layan

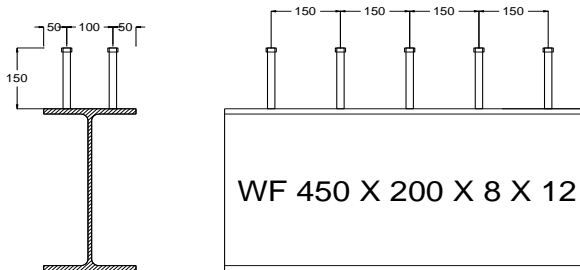
Dalam satu satuan panjang gelagar direncanakan terdapat 2 shear connector. Maka,

$$\begin{aligned} V_{LS} &= 0.55 \times 2 \times V_{su} \\ &= 0.55 \times 2 \times 7703,2 \\ &= 9.473,5 \text{ Kg} \end{aligned}$$

5.1.8.2 Jarak Pemasangan Shear Connector

$$S = \frac{V_{LS}}{V_L} = \frac{9.473,5}{660,75} = 14,34 \text{ cm}$$

Dipasang shear connector per jarak 150 mm, pemasangan shear connector ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



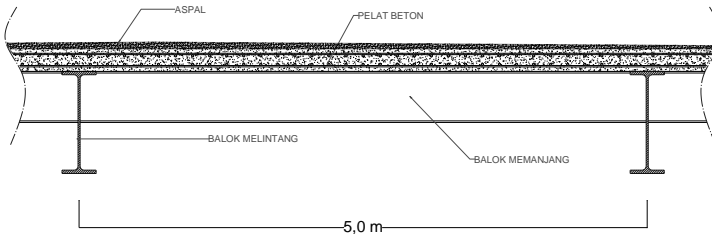
Gambar 5.6. Pemasangan Shear Connector Gelagar Memanjang

Dipasang shear connector pada gelagar memanjang dengan jarak 150 mm.

5.2 Perencanaan Gelagar Melintang

Gelagar melintang direncanakan dengan menggunakan WF 900 x 300 x 16 x 28 dengan detail seperti berikut :

w	= 243 kg/m	I _x	= 411.000 cm ⁴
A	= 309,8 cm ²	I _y	= 12.600 cm ⁴
i _x	= 36,4 cm	Z _x	= 9.14 cm ³
i _y	= 6,39 cm	Z _y	= 843 cm ³



Gambar 5.7. Perencanaan Jarak Gelagar Melintang

5.2.1 Pembebanan

a. Beban Mati

sebelum komposit

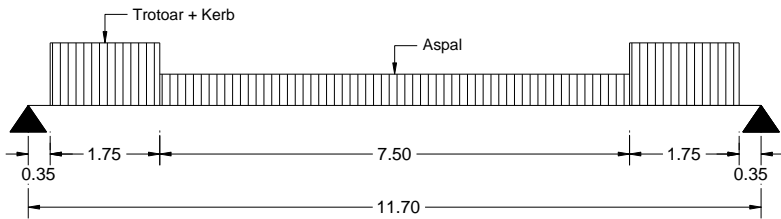
- Berat pelat beton
 $2500 \times 0,25 \times 5,0 \times 1,3 = 4062,50 \text{ kg/m}$
- Berat hujan
 $1000 \times 0,05 \times 5,0 \times 1,3 = 325,00 \text{ kg/m}$
- Gelagar memanjang
 $[(66,20 \times 5)/1,5] \times 1,1 = 242,73 \text{ kg/m}$
- Berat gelagar melintang
 $243 \times 1,1 = 267,51 \text{ kg/m}$

$$q_{D1} (u) = 4897,74 \text{ kg/m}$$

$$M_{q1} = \frac{1}{8} \times q_{D1}(u) \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 4.897,74 \times 11^2 = 74.078,35 \text{ kg.m}$$

setelah komposit



Gambar 5.8 Pembebanan Gelagar Melintang (komposit)

- Berat aspal
 $2200 \times 0,05 \times 5,0 \times 1,3 = 715,00 \text{ kg/m}$
- berat kerb + trotoar
 $\frac{2400 \times 0,25 \times 5,0 \times 1,3}{q_{D2}(u)} = \frac{3.900,00 \text{ kg/m}}{4.615,00 \text{ kg/m}}$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{(3900 \times 1,75 \times 1,225) + (715 \times 7,5 \times 5,85) + (3900 \times 1,75 \times 10,475)}{11,70}$$

$$R_A = \frac{(8.360,625) + (29.493,75) + (71.491,88)}{11,70}$$

$$R_A = 9.345,83 \text{ kg}$$

$$M_{q2} = (9.345,83 \times 5,85) - (3900 \times 1,75 \times 4,625) - (715 \times 3,75 \times 1,875)$$

$$= (54.673,13) - (31.565,63) - (5.027,343)$$

$$= 18.080,157 \text{ kg.m}$$

b. beban hidup

- Beban Terbagi Rata (BTR)

$$q = 5,46428 \text{ kPa} = 546,428 \text{ kg/m}^2$$

beban yang bekerja :

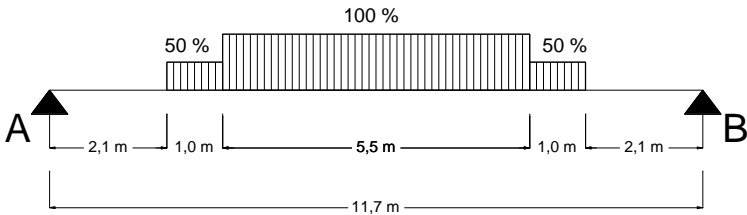
$$q_{BTR} = 546,428 \times 5,0 \times 1,8 = 4917,86 \text{ kg/m}$$

- Beban Garis (BTG)

$$p1 = p \times (1 + DLA) \times K_{TD}^u$$

$$= 49 \times (1 + 0,3) \times 1,8$$

$$= 114,66 \text{ kN/m} = 11466 \text{ kg/m}$$



Gambar 5.9. Pembebanan Akibat Beban "D"
 Beban "D" = BTR + BTG
 $= 4917,86 + 11466 = 16.383,86 \text{ kg/m}$

$$q_1 = 100\% \times 16.383,86 = 16.383,86 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 50\% \times 16.383,86 = 8.191,93 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$11,7 V_A = (8.191,93 \times 1,0 \times 2,60) + (16.383,86 \times 5,5 \times 5,85) + (8.191,93 \times 1,0 \times 9,10)$$

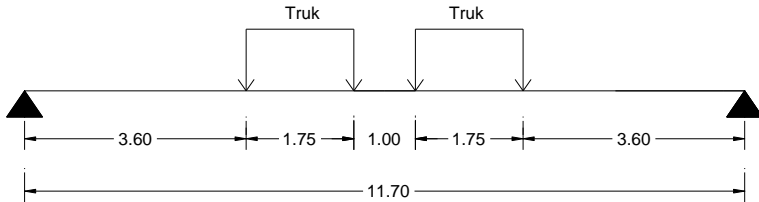
$$V_A = \frac{(21.299,01) + (527.150,6) + (74.546,55)}{11,7}$$

$$V_A = 53.247,54 \text{ kg}$$

$$M_{\max L1} = V_A \times 5,5 - q_2 \times 1,75 \times 4,625 - q_1 \times 3,75 \times 1,875$$

$$\begin{aligned}
 &= 53.247,54 \times 5,85 - 8.191,93 \times 1,0 \times 3,25 - 16.383,86 \times 2,75 \times 1,38 \\
 &= 311.498,1 - 26.623,77 - 61.951,46 \\
 &= 222.922,86 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

c. Beban truk “T”

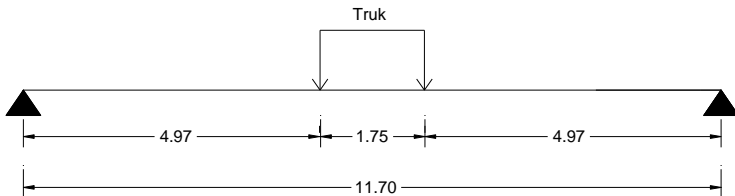


Gambar 5.10. Pembebanan akibat beban truk (kondisi a)

$$T_u = 112,5 \times (1 + 0,3) \times 1,8 = 263,25 \text{ kN} = 26325 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_B &= 0 \\
 V_A \cdot 11,7 - T_u (7,75 + 6 + 5 + 3,25) &= 0 \\
 V_A \cdot 11,7 &= 26325 (8,1 + 6,35 + 5,35 + 3,60) \\
 V_A &= \frac{616005}{11,7} = 52650 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max L2,a} &= V_A \times 5,85 - T_u (0,5 + 2,25) \\
 &= 52650 \times 5,85 - 26325 \times (0,5 + 2,25) \\
 &= 308.002,5 - 72393,75 \\
 &= 235.608,75 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.11. Pembebanan akibat beban truk (kondisi b)

$$\begin{aligned}\Sigma M_B &= 0 \\ V_A \cdot 11,7 - T_u (6,73 + 4,98) &= 0 \\ V_A \cdot 11,7 &= 26325 (6,73 + 4,98) \\ V_A &= \frac{308003}{11,7} = 26325 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max L2,b} &= V_A \times 5,85 - T_u (0,875) \\ &= 26325 \times 5,85 - 26325 \times (0,875) \\ &= 154001,25 - 23034,375 \\ &= 130966,875 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

dari kedua kondisi diatas maka dipilih kondisi momen terbesar, yaitu beban truk kondisi a = 235.608,75 kg.m

5.2.2 Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

Menurut RSNI-03-2005 lebar efektif pelat beton diambil nilai terkecil dari :

- Jarak Antar Gelagar
- 1/5 Panjang Bentang Gelagar

sehingga, lebar efektif beton dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

- $be_1 \leq S$
 $\leq 500 \text{ cm}$
- $be_2 \leq 1/5 L$
 $\leq 1170 / 5 = 234 \text{ cm}$

dimana :

S = jarak antar gelagar melintang

L = lebar jembatan

untuk lebar efektif pelat beton diambil yang terkecil yaitu 234 cm

cek kriteria penampang

$$h = d - 2 (t_f + r)$$

$$900 - 2 \times (28 + 28) = 788 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f'_y}}$$

$$\frac{788}{16} \leq \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

$49,25 \leq 82,97$ penampang kompak

- Menentukan letak garis netral

- a. Luas beton :

$$A_c = b_{\text{eff}} \times t_b = 234 \times 25 = 5850 \text{ cm}^2$$

- b. Luas baja :

$$A_s = 309,8 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = A_s \times f_y = 309,8 \times 4100 = 1.270.180 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85 \times f'_c \times A_c$$

$$= 0,85 \times 250 \times 5850 = 1.243.125 \text{ kg}$$

Nilai C dipilih yang terkecil yaitu $C_2 = 1.243.125 \text{ kg}$.

maka dapat disimpulkan letak garis netral berada pada pelat beton

- c. Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \times f'_c \times b_{\text{eff}}}$$

$$a = \frac{1.243.125}{0,85 \times 250 \times 234} = 25 \text{ cm}$$

$$d1 = t_b - \frac{a}{2} = 25 - \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$d2 = 0$... karena tidak mengalami tekan

$$d3 = \frac{D}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

d. Perhitungan momen

$$M_n = C \times (d1 + d2) + P_y \times (d3 - d2)$$

$$P_y = A_s \times f_y$$

$$= 309,8 \times 4100 = 1.270.180 \text{ kg}$$

$$M_n = 1.243.125 \times (12,5 + 0) + 1.270.180 \times (45 - 0)$$

$$= 72.697.162,50 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \phi \times M_n$$

$$= 0,85 \times 72.697.162,50 = 65.427.446,3 \text{ kg.cm}$$

5.2.3 Kontrol Lendutan

Persyaratan untuk balok :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{11,70}{800} = 1,46 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700 \times \sqrt{25}} = 8,51$$

$$\text{Lebar efektif setelah komposit} = \frac{b_E}{n} = \frac{234}{8,51} = 27,5 \text{ cm}$$

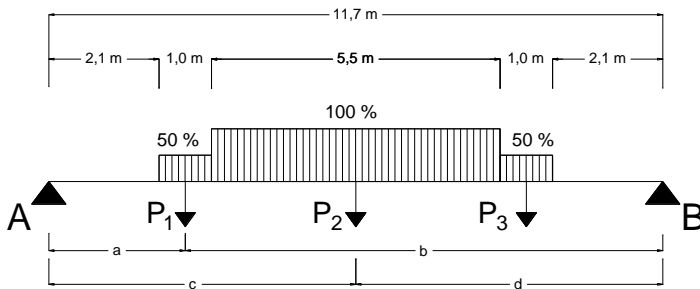
Tabel 5.2. Perhitungan modulus elastisitas penampang komposit

Komponen	A cm ²	y cm	A x y cm ²	I _o cm ⁴	d cm	I _o + A.d ² cm ⁴
Pelat Beton	687,38	12,5	8592,19	35.800,78	17,86	255.156,8
WF	309,80	70	21686	411.000	40	897.700,5
Σ	997,175		30.278,19			1.152.857,28

$$\bar{y} = \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A} = \frac{30278,19}{997,175} = 30,36 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 1.152.857,28 \text{ cm}^4$$

Lendutan akibat beban hidup (BTG + BTR) ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.12. Beban Akibat BTG dan BTR

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{P_1 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_2 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_3 \times (b^2 \times a^2)}{3 \times E \times I \times L}$$

Dengan,

$$\begin{aligned} P_1 = P_3 &= 50\% \times D \times 1,00 \\ &= 50\% \times 16.383,86 \times 1,00 \\ &= 8.191,93 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= D \times 5,50 \\ &= 16.383,86 \times 5,50 \\ &= 90111,23 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= 2,1 + \frac{1,00}{2} \\ &= 2,6 \text{ m} = 260 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 11,70 - 2,60 \\ &= 9,10 \text{ m} = 910 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c = d &= \frac{11,7}{2} \\ &= 5,85 \text{ m} = 585 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= \text{Modulus Elastisitas Baja} \\ &= 2.000.000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lendutan akibat } P_1 \text{ dan } P_3 = \frac{8.191,93 \times (260^2 \times 910^2)}{3 \times 2000000 \times 1.152.857,28 \times 1170}$$

$$= 0,057 \text{ cm}$$

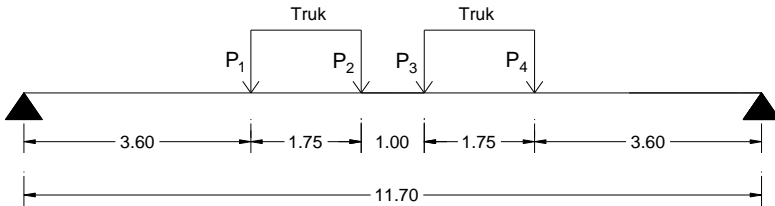
$$\text{Lendutan akibat } P_2 = \frac{90111,23 \times (585^2 \times 585^2)}{3 \times 2000000 \times 1.152.857,28 \times 1170}$$

$$= 1,30 \text{ cm}$$

$$\text{Total lendutan akibat beban BTG + BTR} = (2 \times 0.057) + 1,30$$

$$= 1,42 \text{ cm} \dots < \delta_{ijin}$$

Lendutan akibat beban Truk ditunjukkan seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5.13 Beban Akibat Truk

Lendutan yang terjadi didapatkan dengan rumus :

$$\delta = \frac{P_1 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_2 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_3 \times (c^2 \times d^2)}{3 \times E \times I \times L} + \frac{P_4 \times (a^2 \times b^2)}{3 \times E \times I \times L}$$

Dengan,

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 14625 \text{ Kg}$$

$$a = 3,60 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$b = 11,70 - 3,60$$

$$= 8,10 \text{ m} = 810 \text{ cm}$$

$$c = 3,60 + 1,75$$

$$= 5,35 \text{ m} = 535 \text{ cm}$$

$$d = 11,70 - 5,35$$

$$= 6,35 \text{ m} = 635 \text{ cm}$$

$$\text{Lendutan akibat } P_1 \text{ dan } P_4 =$$

$$2 \times \frac{14625 \times (360^2 \times 810^2)}{3 \times 2.000.000 \times 1.152.857,28 \times 1170}$$

$$= 2 \times 0,15 \text{ cm} = 0,30 \text{ cm}$$

Lendutan akibat P_2 dan P_3 =

$$2 \times \frac{14625 \times (535^2 \times 635^2)}{3 \times 2.000.000 \times 1.152.857,28 \times 1170}$$

$$= 2 \times 0,21 \text{ cm} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Total lendutan akibat beban Truk} &= (0,30) + (0,42) \\ &= 0,72 \text{ cm} \dots < \delta_{ijin} \end{aligned}$$

5.2.4 Gaya Geser

a. Gaya Geser sebelum komposit

$$\begin{aligned} V_A &= 0,5 \times Q_{D1} \times B \\ &= 0,5 \times 4.897,74 \times 11,70 = 28.651,793 \text{ kg} \end{aligned}$$

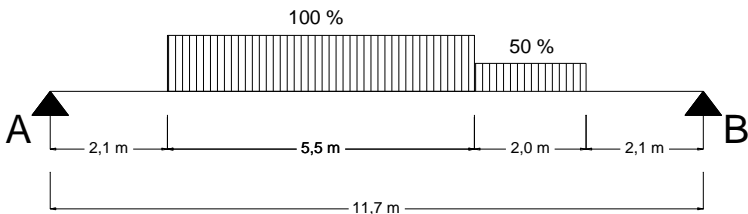
b. Gaya Geser setelah Komposit

Pada pasal 5.2.1 diperoleh gaya geser setelah komposit :

$$V_A = 9.345,83 \text{ kg}$$

c. Gaya geser akibat beban hidup

Gaya geser maksimum diperoleh jika BTG + BTR tidak simetris. seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.14 Gaya Geser Akibat BTG + BTR Tak Simetris

$$\Sigma M_B = 0$$

$$11,7 \cdot V_A = (16.383,86 \times 5,5 \times 6,85) + (8.191,93 \times 2,0 \times 3,10)$$

$$V_A = \frac{(617.261,93) + (50.789,966)}{11,7}$$

$$V_A = 57.098,45 \text{ kg}$$

5.2.5 Perhitungan Shear Connector

Jarak antar shear connector menurut SNI T-03-2005 ps. 8.6.3. tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut :

- 600 mm
- 2 x tebal lantai
- 4 x tinggi shear connector

Tinggi minimum dari paku shear connector adalah 75 mm dan jarak antara paku shear connector dengan ujung flens gelagar tidak boleh kurang dari 25 mm. Untuk diameter paku shear connector tidak boleh melebihi :

- 1,5 x tebal plat flens bila plat memikul tegangan tarik.
- 2,0 x tebal plat flens bila tidak terdapat tegangan tarik.

Digunakan shear connector jenis paku / stud dengan data – data sebagai berikut :

- Diameter = 30 mm < 1,5 x 32 = 48 mm
- Tinggi total = 150 mm
- Jarak melintang antar stud = 100 mm
- Kuat beton $f_c' = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_c = 0,4 f_c'$
 $\sigma_c = 0,4 \times 25$
 $= 10 \text{ Mpa}$

a. Kekuatan Stud Connector

Menghitung jumlah stud (shear connector) yang dibutuhkan adalah :

$$V_h = 0,85 \times f'_c \times a \times b_E = A_s \times f_y = 26973 \times 290 = 7822170 \text{ N}$$

Digunakan shear connector diameter 30 mm panjang 50 mm.
Kuat geser 1 buah shear connector diambil dari nilai yang terkecil di antara :

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times f_u$$

Kekuatan 1 shear connector dinyatakan dengan rumus :

$$V_{su} = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c}$$

Dimana,

A_{sc} = Luas penampang shear connector

$$= \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{\pi}{4} \times 30^2 = 706,5 \text{ mm}^2 = 7,065 \text{ cm}^2$$

E_c = Modulus elastisitas beton

$$= 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

Maka,

$$\begin{aligned} V_{su} &= 0,5 \times 7,065 \times \sqrt{250 \times 235000} \\ &= 27.076,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipasang shear connector untuk tiap penampang

Gaya geser yang bekerja :

$$\begin{aligned} V &= (28.651,793) + (9.345,83) + (57.098,45) \\ &= 95.096,076 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya geser per satuan panjang

$$V_L = \frac{V \times A_t \times Y_c}{I_t}$$

Dimana :

V_L = Gaya geser longitudinal rencana per satuan panjang.

A_t = Luas transformasi beton.

Y_c = Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas A_t .

I_t = Momen inersia penampang dari penampang komposit.

Maka :

$$V_L = \frac{96.558,443 \times 491 \times 12.5}{1.152.857,28}$$

$$= 514,05 \text{ kg/cm}$$

Menurut SNI T-03-2005 ps. 8.6.4.2.

$$V_L \leq \phi \times V_{LS}$$

$$V_{LS} = 0.55 \times n \times V_{su}$$

Dimana :

n = Jumlah shear connector persatuan panjang

V_{SU} = Kekuatan geser statis dari shear connector

ϕ = Faktor reduksi kekuatan shear connector = 0.75

V_{LS} = Gaya geser izin per satuan panjang pada batas layan

Dalam satu satuan panjang gelagar direncanakan terdapat 2 shear connector. Maka,

$$V_{LS} = 0.55 \times 2 \times V_{su}$$

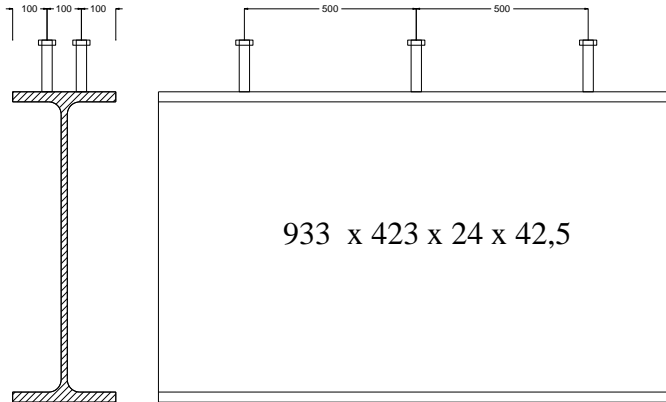
$$= 0.55 \times 2 \times 27.076,10$$

$$= 29.783,71 \text{ Kg}$$

b. Jarak Pemasangan Shear Connector

$$S = \frac{V_{LS}}{V_L} = \frac{29.783,71}{514,05} = 57,94 \text{ cm}$$

Dipasang shear connector per jarak 500 mm, pemasangan shear connector ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.15 Pemasangan Shear Connector

c. Sambungan pada Gelagar

i. Sambungan Gelagar Melintang – Gelagar Memanjang

Alat sambung yang digunakan adalah baut mutu tinggi (HTB) yang perencanaannya berdasarkan AISC – LRFD.

- Kekuatan geser baut (LRFD 13.2.2.1)

$$V_d = 1,13 \phi \mu m T_b \rightarrow (T_b = 70\% \cdot f_u^b \times 0,75 \cdot A_b)$$

Keterangan :

μ = koefisien gesek (=0,35)

m = jumlah bidang geser

ϕ = lubang baut standar (=1,0)

f_u^b = Tegangan tarik putus baut.

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir.

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar melintang WF 933 x 423 x 24 x 42,7
- Profil gelagar memanjang WF 450 x 200 x 8 x 12
- Pelat penyambung $\rightarrow t_p = 8 \text{ mm}$; BJ 55
- Baut $\rightarrow d_b = 32 \text{ mm}$; A490 (1035 MPa)

$$\Phi \text{ lubang} = 32 + 3 = 35 \text{ mm (dibor)}$$

a. Sambungan pada gelagar memanjang (2 bidang geser)

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu \text{ m Tb} \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 43.701 \\ &= 34.567,34 \text{ kg} \\ V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 34.567,34 \\ &= 34.567,34 \text{ kg} \end{aligned}$$
- Gaya yang bekerja adalah gaya geser maksimum antara gelagar memanjang dengan melintang. (output SAP2000)

$$P_u = 201.149 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan.

$$\begin{aligned} - \quad n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{201.149}{34.567,34} \\ &= 5,82 \text{ baut} \approx 6 \text{ baut (tiap sisi 3 baut)} \end{aligned}$$

b. Sambungan pada gelagar melintang (1 bidang geser)

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu \text{ m Tb} \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 1 \times 43.701 \\ &= 17.283,67 \text{ kg} \\ V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 17.283,67 \\ &= 17.283,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan.

$$- \quad n = \frac{P_u}{V_d} = \frac{201.149}{17.283,67}$$

$$= 11,64 \text{ baut} \approx 12 \text{ baut (dipasang 2 sisi masing-masing 6 baut)}$$

5.5.2 Sambungan Gelagar Melintang – Batang Tarik

Dari hasil perhitungan, didapat gaya tekan pada batang horizontal (gelagar melintang) yaitu sebesar :

Frame 1875 (Gelagar melintang)

Gaya yang diterima Gelagar melintang:

$$P = 127.372 \text{ kg}$$

Profil WF 933 x 423 x 24 x 42,7

Direncanakan :

- Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325
- Pelat $\rightarrow t_p = 12 \text{ mm}$; BJ 55

• Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.499 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.499 \\ &= 15.499 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan.

$$\begin{aligned} - \quad n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{127.372}{15.499} \\ &= 8,22 \text{ baut} \approx 10 \text{ baut (dipasang 2 sisi masing-masing 5 baut)} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

(d = 3,0 cm)

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi :

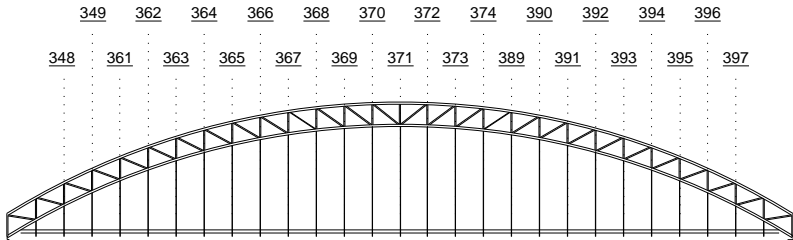
$$9,6 \text{ cm} \leq S \leq 15 \text{ cm}$$

$$4,8 \text{ cm} \leq S_1 \leq 10,4 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$4,0 \text{ cm} \leq S_2 \leq 12,0 \text{ cm atau } 15 \text{ cm}$$

BAB VI PERENCANAAN KONSTRUKSI UTAMA

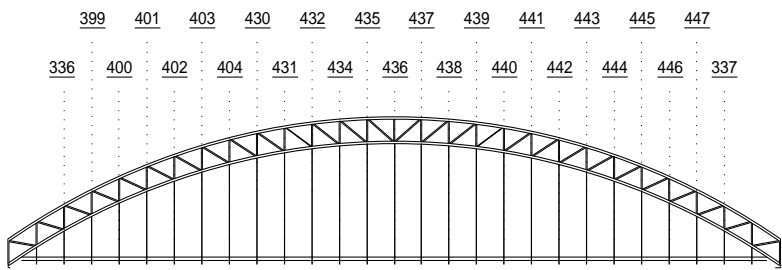
6.1 Perencanaan Kabel penggantung



Gambar 6.1 Letak Kabel Penggantung kiri

Tabel 6.1 Output SAP200 pada kabel penggantung kiri

Frame	Tinggi (m)	P (ton)	Frame	Tinggi (m)	P (ton)
348	5,306	61,621	372	19,898	61,808
349	7,653	61,648	373	19,592	61,801
361	9,796	61,673	374	19,082	61,791
362	11,735	61,698	389	18,367	61,808
363	13,469	61,722	390	17,449	61,801
364	15,000	61,743	391	16,327	61,791
365	16,327	61,765	392	15,000	61,778
366	17,449	61,780	393	13,469	61,762
367	18,367	61,792	394	11,735	61,744
368	19,082	61,802	395	9,796	61,723
369	19,592	61,809	396	7,653	61,700
370	19,898	61,813	397	5,306	61,640
371	20,000	61,814			

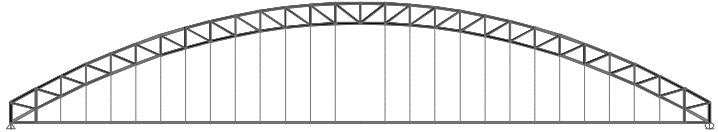


Gambar 6.2 Letak Kabel Penggantung kanan

Tabel 6.2 Output SAP200 pada kabel penggantung kanan

Frame	Tinggi (m)	P (ton)	Frame	Tinggi (m)	P (ton)
336	5,306	61,612	437	19,898	61,813
399	7,653	61,621	438	19,592	61,808
400	9,796	61,649	439	19,082	61,801
401	11,735	61,673	440	18,367	61,813
403	13,469	61,698	441	17,449	61,808
404	15,000	61,722	442	16,327	61,801
430	16,327	61,743	443	15,000	61,791
431	17,449	61,765	444	13,469	61,778
432	18,367	61,780	445	11,735	61,762
433	19,082	61,792	446	9,796	61,744
434	19,592	61,802	447	7,653	61,723
435	19,898	61,809	337	5,306	61,669
436	20,000	61,813			

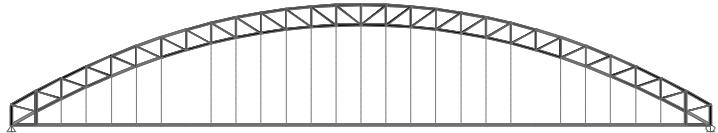
- Kondisi tanpa penggantung tengah



$P_{\max} = 44,875 \text{ ton}$

$P_{\min} = 29,851 \text{ ton}$

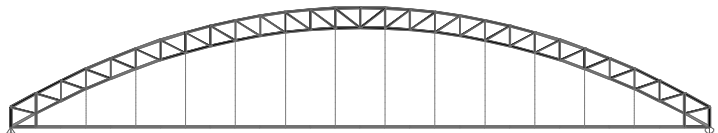
- Kondisi tanpa penggantung tepi



$P_{\max} = 44,868 \text{ ton}$

$P_{\min} = 29,302 \text{ ton}$

- Kondisi tanpa 50% jumlah kabel



$P_{\max} = 59,820 \text{ ton}$

$P_{\min} = 53,595 \text{ ton}$

- Kontrol Tegangan yang terjadi pada kabel penggantung
 Profil Kabel : Galvanized structural strand (ASTM A586) . Ø29 mm. Grade 1 - Class A Inner Wires - Class C Coating outer wires.
 Tegangan ijin : 74,1 ton (1 ton = 2000 lbs) → 67,36 ton
 $P_{\max} = 61,814 \text{ ton} > \text{Teg. ijin} = 67,36 \text{ ton} \dots\dots\text{OK}$

Tabel 6.3 Dimensi dan kekuatan kabel

Galvanized Structural Strand (ASTM A586)						
Strand Diameter (in.)	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lbs.					
	Grade 1			Grade 2		Approx. wt/lb (lbs.)
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires	Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout	Approx. Metallic Area (sq. in.)	
1/2	15.0	14.5	14.2	17.3	0.15	0.52
9/16	19.0	18.4	18.0	21.9	0.19	0.66
5/8	24.0	23.3	22.8	27.6	0.23	0.82
11/16	29.0	28.1	27.5	33.4	0.28	0.99
3/4	34.0	33.0	32.3	39.1	0.34	1.2
13/16	40.0	38.8	38.0	46.0	0.40	1.4
7/8	46.0	44.6	43.7	52.9	0.46	1.6
15/16	54.0	52.4	51.3	62.1	0.53	1.9
1	61.0	59.2	57.9	70.2	0.60	2.1
1 1/16	69.0	66.9	65.5	79.4	0.68	2.4
1 1/8	78.0	75.7	74.1	89.7	0.76	2.7
1 3/16	86.0	83.4	81.7	98.9	0.85	3.0
1 1/4	96.0	94.1	92.2	110	0.94	3.3
1 5/16	106.0	104.0	102.0	122	1.0	3.6
1 3/8	116.0	114.0	111.0	133	1.1	4.0
1 7/16	126.0	123.0	121.0	145	1.2	4.3
1 1/2	138.0	135.0	132.0	159	1.4	4.7
1 9/16	150.0	147.0	144.0	173	1.5	5.1
1 5/8	162.0	159.0	155.0	186	1.6	5.6
1 11/16	176.0	172.0	169.0	202	1.7	6
1 3/4	188.0	184.0	180.0	216	1.8	6.4
1 13/16	202.0	198.0	194.0	232	2.0	7.0
1 7/8	216.0	212.0	207.0	248	2.1	7.4
1 15/16	230.0	226.0	221.0	265	2.3	7.9
2	245.0	241.0	238.0	282	2.4	8.4



Gambar 6.3. Ilustrasi penampang kabel Galvanized structural strand (ASTM A586)

- **Sambungan**

Gaya tekan aksial yang diterima Batang:

$$P = 61.814,02 \text{ kg}$$

Alat sambung yang digunakan adalah :

- Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325
- Pelat $\rightarrow t_p = 12 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.498.94 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{61.814,02}{15.498.94} \\ &= 3,99 \approx 4 \text{ baut (tiap sisinya 2 baut)} \end{aligned}$$

- Kontrol Pelat

$$\begin{aligned} N_u < \phi N_n &= \phi \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 22,7 \times 4100 \end{aligned}$$

$$61.814 < 83.763 \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - \emptyset \times t_p \\ &= 22,7 - 2,4 \times 1,2 = 19,82 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U &= 1 - x/L < 0,9 \\ &= 1 - 2,41/10 = 0,76 \end{aligned}$$

maka,

$$\begin{aligned} A_e &= U \times A_n \\ &= 0,76 \times 19,82 = 15,06 \text{ cm}^2 \\ \phi N_n &= \phi \times A_e \times f_u \\ &= 0,75 \times 15,06 \times 5500 \\ &= 62.135,7 \text{ kg} > P_u \dots \text{OK} \end{aligned}$$

6.2 Stabilitas Penampang Busur

6.2.1 Kontrol Profil Busur 1

Profil yang dipakai : WF 400.400.13.21

$$A = 218,7 \text{ cm}^2 ; g = 172 \text{ kg/m}$$

$$d = 400 \text{ mm} ; i_x = 17.5 \text{ cm}$$

$$b = 400 \text{ mm} ; i_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$t_b = 13 \text{ mm}$$

$$t_f = 21 \text{ mm}$$

$$h = d - 2 (t_f + r)$$

$$= 400 - 2 \times (21 + 0) = 358 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 5,71 = 571 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 569.764,51 \text{ Kg (Frame 408)}$$

- **Kontrol kelangsingan elemen penampang**

(RSNI T-03-2005, Tabel 4) :

a. Pelat Sayap :

Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{400}{2 \times 21} = 9,524 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

b. Pelat Badan :

Untuk menghindari terjadinya flexural buckling pada badan.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{358}{13} = 27,54 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,35 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :**

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{571}{17.5} = 32.62 \leq 140$$

$$\lambda = \lambda_x = 32.62$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{32.62}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,47$$

Untuk :

$$0.25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,47} = 1,113$$

Kekuatan nominal :

$$N_n = A_g \times \frac{fy}{\omega} = 218,7 \times \frac{4100}{1,113} \dots (\text{LRFD 7.6-3})$$

$$= 805.649,03 \text{ kg}$$

- **Kekuatan rencana**

$$N_u = \phi N_n = 0.85 \times 805.649,03 \dots (\text{LRFD 9.1-1})$$

$$= 569.764,51 \text{ kg} < 684.801,67 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- **Sambungan**

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 24 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$V_n = 1,13 \mu m T_b$$

$$= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594$$

$$= 15.498.94 \text{ kg}$$

$$V_d = \phi V_n$$

$$= 1,0 \times 15.498.94$$

$$= 15.498.94 \text{ kg}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{569.765}{15.498.94} \\
 &= 36,76 \approx 40 \text{ baut (tiap sisinya 20 baut)}
 \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :
 Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned}
 3d &\leq S \leq 15t_p \\
 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\
 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \\
 \text{Jadi :} \\
 7,2 \text{ cm} &\leq S \leq 37,5 \text{ cm} \\
 3,6 \text{ cm} &\leq S_1 \leq 20,0 \text{ cm} \\
 3,0 \text{ cm} &\leq S_2 \leq 28,8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

6.2.2 Kontrol Profil Busur 2

Profil yang dipakai : WF 400.400.18.28

$$\begin{aligned}
 A &= 295,4 \text{ cm}^2 & ; & & g &= 232 \text{ kg/m} \\
 d &= 400 \text{ mm} & ; & & i_x &= 17.7 \text{ cm} \\
 b &= 400 \text{ mm} & ; & & i_y &= 10.2 \text{ cm} \\
 t_b &= 18 \text{ mm} \\
 t_f &= 28 \text{ mm} \\
 h &= d - 2 (t_f + r) \\
 &= 400 - 2 \times (28 + 0) = 344 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 5,44 = 544 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 818.716,72 \text{ Kg (Frame 406)}$$

- **Kontrol kelangsingan elemen penampang**
 (RSNI T-03-2005, Tabel 4) :

a. Pelat Sayap :

Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{400}{2 \times 28} = 7,143 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

b. Pelat Badan :

Untuk menghindari terjadinya flexural buckling pada badan.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{344}{18} = 19,11 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,35 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

• **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan**

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{544}{17,5} = 30,73 \leq 140 \\ \lambda &= \lambda_x = 30,73 \\ \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{30,73}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,44 \end{aligned}$$

Untuk :

$$\begin{aligned} 0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,44} = 1,1 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 295,4 \times \frac{4100}{1,1} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 1.103.647,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Kekuatan rencana**

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0.85 \times 1.103.647,68 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ &= 818.716,72 \text{ kg} < 938.100,53 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- **Sambungan**

Alat sambung yang digunakan adalah :

$$\text{Baut} \rightarrow d_b = 24 \text{ mm} ; \text{ A325}$$

$$\text{Pelat} \rightarrow t_p = 32 \text{ mm} ; \text{ BJ 55}$$

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.498.94 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$n = \frac{P_u}{V_d} = \frac{818.717}{15.498.94}$$

$$= 52,82 \approx 58 \text{ baut (tiap sisinya 29 baut)}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :

Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S_1 \leq (4t_p + 100)$$

$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p$$

Jadi :

$$7,2 \text{ cm} \leq S \leq 48,0 \text{ cm}$$

$$3,6 \text{ cm} \leq S_1 \leq 22,8 \text{ cm}$$

$$3,0 \text{ cm} \leq S_2 \leq 36,0 \text{ cm}$$

6.2.3 Kontrol Profil Busur 3

Profil yang dipakai : WF 400.400.20.35

$$A = 360,7 \text{ cm}^2 ; g = 283 \text{ kg/m}$$

$$d = 400 \text{ mm} ; i_x = 18,2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 400 \text{ mm} & ; & & i_y &= 10,4 \text{ cm} \\
 t_b &= 20 \text{ mm} \\
 t_f &= 35 \text{ mm} \\
 h &= d - 2 (t_f + r) \\
 &= 400 - 2 \times (35 + 0) = 330 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 5,29 = 529 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 998.445,92 \text{ Kg (Frame 536)}$$

- **Kontrol kelangsingan elemen penampang**

(RSNI T-03-2005, Tabel 4) :

a. Pelat Sayap :

Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{b}{2t_f} &= \frac{400}{2 \times 35} = 5,714 \\
 \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35
 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

a. Pelat Badan :

Untuk menghindari terjadinya flexural buckling pada badan.

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{h}{t_b} &= \frac{344}{20} = 16,5 \\
 \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,35
 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :**

$$\begin{aligned}
 \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{529}{18,2} = 29,08 \leq 140 \\
 \lambda &= \lambda_x = 29,08
 \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{30,73}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,42$$

Untuk :

$$\begin{aligned} 0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,42} = 1,08 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 360,7 \times \frac{4100}{1,08} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 1.364.147,22 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Kekuatan rencana**

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0,85 \times 1.364.147,22 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ &= 998.445,92 \text{ kg} < 1.159.525,14 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- **Sambungan**

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 40 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.498.94 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{1.041.182,6}{15.498.94} \\ &= 67,18 \approx 68 \text{ baut (tiap sisinya 34 baut)} \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :
 Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} 7,2 \text{ cm} &\leq S \leq 60 \text{ cm} \\ 3,6 \text{ cm} &\leq S_1 \leq 26 \text{ cm} \\ 3,0 \text{ cm} &\leq S_2 \leq 48 \text{ cm} \end{aligned}$$

6.2.4 Kontrol Profil Busur 4

Profil yang dipakai : WF 400.400.30.50

$$\begin{aligned} A &= 528,6 \text{ cm}^2 & ; & & g &= 415 \text{ kg/m} \\ d &= 400 \text{ mm} & ; & & i_x &= 18,2 \text{ cm} \\ b &= 400 \text{ mm} & ; & & i_y &= 10,4 \text{ cm} \\ t_b &= 30 \text{ mm} \\ t_f &= 50 \text{ mm} \\ h &= d - 2 (t_f + r) \\ &= 400 - 2 \times (50 + 0) = 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 5,12 = 512 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 1.314.571,17 \text{ Kg (Frame 632)}$$

- **Kontrol kelangsingan elemen penampang**
 (RSNI T-03-2005, Tabel 4) :

a. Pelat Sayap :

Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{400}{2 \times 50} = 4,0 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

b. Pelat Badan :

Untuk menghindari terjadinya flexural buckling pada badan.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{344}{20} = 10,0 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,35 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan**

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{512}{18,8} = 27,26 \leq 140 \\ \lambda &= \lambda_x = 27,26 \\ \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{27,26}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,39 \end{aligned}$$

Untuk :

$$\begin{aligned} 0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,39} = 1,06 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 528,6 \times \frac{4100}{1,06} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 2.025.802,66 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Kekuatan rencana**

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0,85 \times 2.025.802,66 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ &= 1.314.571,17 \text{ kg} < 1.721.932,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- **Sambungan**

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 52 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,13 \mu m T_b \\
 &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\
 &= 15.498.94 \text{ kg} \\
 V_d &= \phi V_n \\
 &= 1,0 \times 15.498.94 \\
 &= 15.498.94 \text{ kg}
 \end{aligned}$$
- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{1.352.288}{15.498.94} \\
 &= 87.19 \approx 88 \text{ baut (tiap sisinya 44 baut)}
 \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :

Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned}
 3d &\leq S \leq 15t_p \\
 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\
 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p
 \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned}
 7,2 \text{ cm} &\leq S \leq 75 \text{ cm} \\
 3,6 \text{ cm} &\leq S_1 \leq 30 \text{ cm} \\
 3,0 \text{ cm} &\leq S_2 \leq 60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

6.2.5 Kontrol Profil Busur 5

Profil yang dipakai : WF 400.400.45.70

$$\begin{aligned}
 A &= 770,1 \text{ cm}^2 & ; & & g &= 605 \text{ kg/m} \\
 d &= 400 \text{ mm} & ; & & i_x &= 19,7 \text{ cm} \\
 b &= 400 \text{ mm} & ; & & i_y &= 11,1 \text{ cm} \\
 t_b &= 45 \text{ mm} \\
 t_f &= 70 \text{ mm} \\
 h &= d - 2 (t_f + r) \\
 &= 400 - 2 \times (70 + 0) = 260 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 5,71 = 571 \text{ cm}$$

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

P = 1.497.456,27 Kg (Frame 402)

- **Kontrol kelangsingan elemen penampang**
(RSNI T-03-2005, Tabel 4) :

- a. Pelat Sayap :

Untuk menghindari local buckling.

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{400}{2 \times 70} = 2,857 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- c. Pelat Badan :

Untuk menghindari terjadinya flexural buckling pada badan.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{344}{45} = 5,778 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,35 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan**

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{571}{19,7} = 28,98 \leq 140$$

$$\lambda = \lambda_x = 28,98$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{28,98}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,42$$

Untuk :

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,42} = 1,08$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 770,1 \times \frac{4100}{1,08} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 2.914.612,13 \text{ kg} \end{aligned}$$

• **Kekuatan rencana**

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0.85 \times 2.914.612,13 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ &= 1.497.456,27 \text{ kg} < 2.477.420,31 \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

• **Sambungan**

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 40 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.498.94 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{1.531.253}{15.498.94} \\ &= 99.31 \approx 100 \text{ baut (tiap sisinya 50 baut)} \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :

Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \end{aligned}$$

Jadi :

$$7,2 \text{ cm} \leq S \leq 82,5 \text{ cm}$$

$$3,6 \text{ cm} \leq S_1 \leq 32,0 \text{ cm}$$

$$3,0 \text{ cm} \leq S_2 \leq 66,0 \text{ cm}$$

6.3 Profil Batang Tepi

a. Untuk Profil WF 400 x 400 x 20 x 35

P tarik max = 901.000,9 kg

Digunakan profil WF 400 x 400 x 20 x 35 dengan,
mutu baja BJ 55

$$\begin{array}{llll} A & = & 360,7 & \text{cm}^2 & ; & g & = & 283 & \text{kg/m} \\ d & = & 400 & \text{mm} & ; & i_x & = & 18,2 & \text{cm} \\ b & = & 400 & \text{mm} & ; & i_y & = & 10,4 & \text{cm} \\ t_b & = & 20 & \text{mm} & ; & I_x & = & 119.000 & \text{cm}^4 \\ t_f & = & 35 & \text{mm} & ; & I_y & = & 39.400 & \text{cm}^4 \end{array}$$

Kontrol terhadap gaya tarik maksimum :

Panjang tekuk :

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 5,0 = 500 \text{ cm}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots\dots (\text{LRFD 7.6.4}) \\ &= \frac{500}{10,4} = 48,08 \leq 300 \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \dots\dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a}) \\ &= 0,9 \times 4100 \times 360,7 \\ &= 1.643.189 \text{ kg} > 901.001 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$A_n = 360,7 - (2 \times 2,6 \times 3,5) = 342,50 \text{ cm}^2$$

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{20}{900}$$

$$= 0,98$$

$$A_e = u \times (A_n \ 85\%) = 0,98 \times 291,1 = 284,7 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e \dots (\text{LRFD 10.1.1-2.b})$$

$$= 0,75 \times 5500 \times 284,7$$

$$= 1.174.204,17 \text{ kg} > 901.000,9 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$A_{gv} = 2 \times (45 \times 3,5) = 315 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 315 - (2 \times 4\frac{1}{2} \times 2,6 \times 3,5) = 233,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \times (5,0 \times 3,5) = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 35 - (2 \times \frac{1}{2} \times 2,6 \times 3,5) = 25,9 \text{ cm}^2$$

$$f_u \times A_n = 5500 \times 25,9 = 142.450 \text{ kg}$$

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 233,1 = 769.230 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$N_n = (0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})$$

$$= (769.230) + (4100 \times 35)$$

$$= 912.730 \text{ kg} > 901.000,9 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Sambungan

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 40 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$V_n = 1,13 \mu m T_b$$

$$= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594$$

$$= 15.498,94 \text{ kg}$$

$$V_d = \phi V_n$$

$$= 1,0 \times 15.498,94$$

$$= 15.498,94 \text{ kg}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{901.000}{15.498.94} \\
 &= 58,13 \approx 59 \text{ baut (tiap sisinya 30 baut)}
 \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :
 Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned}
 3d &\leq S \leq 15t_p \\
 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\
 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \\
 \text{Jadi :} \\
 7,2 \text{ cm} &\leq S \leq 52,5 \text{ cm} \\
 3,6 \text{ cm} &\leq S_1 \leq 24,0 \text{ cm} \\
 3,0 \text{ cm} &\leq S_2 \leq 42,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b. Untuk Profil WF 400 x 400 x 30 x 50

P tarik max = 1.066.824,12 kg

Digunakan profil WF 400 x 400 x 30 x 50 dengan,
 mutu baja BJ 55

$$\begin{array}{llll}
 A &= 528,6 & \text{cm}^2 &; g = 415 \text{ kg/m} \\
 d &= 400 & \text{mm} &; i_x = 18,8 \text{ cm} \\
 b &= 400 & \text{mm} &; i_y = 10,7 \text{ cm} \\
 t_b &= 30 & \text{mm} &; I_x = 187.000 \text{ cm}^4 \\
 t_f &= 50 & \text{mm} &; I_y = 60.500 \text{ cm}^4
 \end{array}$$

Kontrol terhadap gaya tarik maksimum :

Panjang tekuk :

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 5,0 = 500 \text{ cm}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned}
 \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots \dots (\text{LRFD 7.6.4}) \\
 &= \frac{500}{10,7} = 46,73 \leq 300 \rightarrow \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times A_g \dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a})$$

$$= 0,9 \times 4100 \times 528,6$$

$$= 2.408.067 \text{ kg} > 1.066.824,12 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$
- Kontrol kekuatan patah :

$$A_n = 528,6 - (2 \times 2,6 \times 5,0) = 502,6 \text{ cm}^2$$

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{20}{1100}$$

$$= 0,98$$

$$A_e = u \times (A_n \text{ 85\%}) = 0,98 \times 427,2 = 419,4 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e \dots (\text{LRFD 10.1.1-2.b})$$

$$= 0,75 \times 5500 \times 419,4$$

$$= 1.730.200,5 \text{ kg} > 1.066.824,12 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$
- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$A_{gv} = 2 \times (55 \times 5,0) = 550 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 550 - (2 \times 5\frac{1}{2} \times 2,6 \times 5,0) = 407 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 2 \times (5,0 \times 5,0) = 50 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 50 - (2 \times \frac{1}{2} \times 2,6 \times 5,0) = 37 \text{ cm}^2$$

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 37 = 203.500 \text{ kg}$$

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 407 = 1.343.100 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$N_n = (0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})$$

$$= (1.343.100) + (4100 \times 50)$$

$$= 1.548.100 \text{ kg} > 1.066.824,12 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$
- Sambungan

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 24 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

 - Kekuatan geser baut

$$V_n = 1,13 \mu m T_b$$

$$= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594$$

$$\begin{aligned}
 &= 15.498.94 \text{ kg} \\
 V_d &= \phi V_n \\
 &= 1,0 \times 15.498.94 \\
 &= 15.498.94 \text{ kg} \\
 - \text{ Jumlah baut yang dibutuhkan.} \\
 n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{1.066.824}{15.498.94} \\
 &= 68.83 \approx 72 \text{ baut (tiap sisinya 36 baut)}
 \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :
 Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$\begin{aligned}
 3d &\leq S \leq 15t_p \\
 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \\
 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \\
 \text{Jadi :} \\
 3,6 \text{ cm} &\leq S \leq 60 \text{ cm} \\
 3,6 \text{ cm} &\leq S_1 \leq 26 \text{ cm} \\
 3,0 \text{ cm} &\leq S_2 \leq 48 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

6.4 Portal Akhir

6.4.1. Balok Portal Akhir

Dari SAP 2000, beban yang bekerja pada balok sebesar :

$$\begin{aligned}
 N &= 2.970,93 \text{ kg} \\
 V &= 6.408,91 \text{ kg} \\
 M_2 &= 748.940,33 \text{ kg.m} \\
 M_3 &= 3.3439.387,02 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Digunakan profil WF 400 x 400 x 13 x 21 dengan,
 mutu baja BJ 55

$$\begin{array}{llll}
 A = 218,70 \text{ cm}^2 & ; & g = 172,0 \text{ kg/m} \\
 d = 400 \text{ mm} & ; & i_x = 17,5 \text{ cm} \\
 b = 400 \text{ mm} & ; & i_y = 10,1 \text{ cm} \\
 t_b = 13 \text{ mm} & ; & I_x = 66600 \text{ cm}^4 \\
 t_f = 21 \text{ mm} & ; & I_y = 22400 \text{ cm}^4 \\
 S_x = 3330 \text{ cm}^3 & ; & S_y = 1120 \text{ cm}^3 \\
 Z_x = 3600 \text{ cm}^3 & ; & Z_y = 1695 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

- Kontrol lendutan

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{1170}{300} = 3,90 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 M_0 L^2}{48 E I_x}$$

$$= \frac{5 \times 3.3439.387,02 \times 1170^2}{48 \times 2,0 \times 10^6 \times 66600}$$

$$= 3,682 < 3,90 \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat Sayap :

$$\frac{b}{2 t_f} = \frac{400}{2 \times 21} = 9,52$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{2 t_f} = 9,52 \\ \lambda_p = 12,3 \end{array} \right\} \frac{b}{2 t_f} < \lambda_p \rightarrow \text{OK}$$

Pelat Badan :

$$h = d - 2 (t_f + r)$$

$$= 900 - 2 (38 + 0) = 874 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_b} = \frac{874}{13} = 24,2$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,84$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{t_b} = 24,2 \\ \lambda_p = 32,84 \end{array} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_p \rightarrow \text{OK}$$

maka (Penampang kompak.)

- Kontrol lateral *buckling*

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 10,1 \times \sqrt{\frac{2,0 \times 10^6}{4100}} \\ &= 393,40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} d \cdot t b^3 + \frac{2}{3} b \cdot t f^3 \\ &= \left[\frac{1}{3} \times (40 - 2 \times 2,1) \times 1,3^3 \right] + \left[\frac{2}{3} \times 400 \times 2,1^3 \right] \\ &= 78,653 + 740,88 = 273,18 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \\ &= \frac{\pi}{3330} \times \sqrt{\frac{2,0 \times 10^6 \times 8 \times 10^5 \times 273,18 \times 218,7}{2}} \\ &= 206.147,13 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= I_y \frac{h^2}{4} = 22400 \times \frac{(314)^2}{4} \\ &= 5.521.376 \text{ cm}^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \left[\frac{S_x}{G \cdot J} \right]^2 \frac{I_w}{I_y} \\ &= 4 \left[\frac{3330}{8 \times 10^5 \times 273,18} \right]^2 \times \frac{5.521.376}{22400} \\ &= 2,29 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_L &= f_y - f_r \\ &= 4100 - 700 = 3400 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{57742}{484,34}} = 10,9$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{(f_L)} \right] \sqrt{1 + \sqrt{(1 + X_2 f_L^2)}}$$

$$= 10,12 \times \left[\frac{206.147,13}{3400} \right] \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + (2,29 \times 10^{-7} \times 3400^2)}}$$

$$= 1046,67 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} L_b = 1170,0 \text{ cm} \\ L_p = 424,43 \text{ cm} \\ L_r = 1046,67 \text{ cm} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right\} L > L_r \rightarrow \text{Bentang Panjang}$$

$$M_n = M_{CR} \leq M_p \dots \text{RSNI T-03-2005, (7.3-2C)}$$

$$M_{CR} = Cb \frac{\pi}{L} \times \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right) I_y I_w} \leq M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 3600 \times 4100 \\ &= 14.760.000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Dari hasil program SAP 2000, didapatkan ;

$$\begin{array}{ll} M_{\max} &= 3.439.387,02 \text{ kg.m} \\ M_A &= 1.657.543,54 \text{ kg.m} \quad \text{jarak } \frac{1}{4} L \\ M_B &= 87.912,12 \text{ kg.m} \quad \text{jarak } \frac{1}{2} L \\ M_C &= 1.657.543,54 \text{ kg.m} \quad \text{jarak } \frac{3}{4} L \end{array}$$

$$Cb = \frac{12,5 \times M_{\max}}{2,5 \times M_{\max} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{12,5 \times 3.439.387,02}{2,5 \times 3.439.387,02 + 3 \times 1.657.543,54 + 4 \times 87.912,12 + 3 \times 1.657.543,54} \\ &= 2,275 \end{aligned}$$

$$M_{CR} = Cb \frac{\pi}{L} \times \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right) I_y I_w} \leq M_p$$

$$= 2,275 \frac{\pi}{1170} \times \sqrt{2,0 \times 10^6 \times 22400 \times 8.10^5 \times 11765 + \left(\frac{3,14 \times 2,0 \times 10^6}{1170} \right) 22400 \times 5.521.376}$$

$$= 22.314.307,87 \text{ kg.cm} > M_p = 14.760.000 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol geser

Gaya geser yang terjadi pada balok portal

$$V_u = 172.553,86 \text{ kg}$$

Syarat :

$$\frac{h}{t_b} \geq 1,10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} \dots\dots(\text{RSNI 03-2005 pers 7.8.2})$$

$$K_n = 5 \text{ (tanpa pengaku lateral)}$$

$$\frac{874}{16} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 2,0 \times 10^5}{4100}}$$

$$43,6 \leq 54,5 \rightarrow \text{OK!!}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w = 0,6 \times 4100 \times 52 = 127.920 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$172.554 \text{ kg} \leq 0,9 \times 127.920 \text{ kg}$$

$$6.408,91 \text{ kg} \leq 115.128 \rightarrow \text{OK!!}$$

Balok kuat terhadap geser

6.4.2. Kolom Portal Akhir

Beban yang bekerja pada kolom portal $\rightarrow P = 116.795,34 \text{ kg}$

pada frame 313. Digunakan profil WF 400 x 400 x 16 x 24 dengan spesifikasi :

$A = 254,9 \text{ cm}^2$;	$g = 200 \text{ kg/m}$
$d = 400 \text{ mm}$;	$i_x = 17,5 \text{ cm}$
$b = 400 \text{ mm}$;	$i_y = 10,1 \text{ cm}$
$t_b = 16 \text{ mm}$;	$I_x = 78000 \text{ cm}^4$
$t_f = 24 \text{ mm}$;	$I_y = 26200 \text{ cm}^4$
$S_x = 3900 \text{ cm}^3$;	$S_y = 192 \text{ cm}^3$
$Z_x = 3840 \text{ cm}^3$;	$Z_y = 1300 \text{ cm}^3$

- Kontrol terhadap kolom

Panjang tekuk :

$$\begin{aligned}
 L &= 676 \text{ cm} \\
 L_k &= K_c \times L = 1 \times 676 = 676 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tekuk terhadap sumbu x :

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x} = \frac{676}{17,5} = 38,6$$

$$\begin{aligned}
 N_{crbx} &= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g = \frac{\pi^2 \times 2,0 \times 10^6}{(38,6)^2} \times 254,9 \\
 &= 3.373.427,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \lambda_x = 38,60 \rightarrow (\text{menentukan})$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{38,60}{\pi} \sqrt{\frac{4100}{2,0 \times 10^5}} \dots (\text{LRFD 7.6-2}) \\
 &= 0,56
 \end{aligned}$$

Untuk : $0,25 < \lambda_c < 1,2 \dots (\text{LRFD 7.6-5c})$

→ Kolom menengah

$$\begin{aligned}
 \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\
 &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,56} \\
 &= 1,165
 \end{aligned}$$

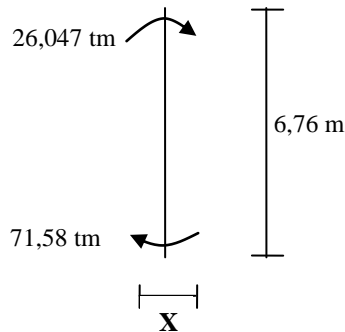
$$\begin{aligned}
 N_n &= A_g \frac{f_y}{\omega} = 347.04 \times \frac{4100}{1,165} \dots (\text{LRFD 7.6.2}) \\
 &= 896.789,36 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat rencana kolom :

$$\begin{aligned}
 N_u &> \phi N_n = 0.85 \times 896.789,36 \text{ kg} \\
 114.030,75 \text{ kg} &> 762.270,96 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kolom :

Gaya yang bekerja $\rightarrow P = 114.030,75 \text{ kg}$



$$- C_{mx} = 0,6 - 0,4\beta \quad \dots \quad (\text{LRFD 7.4-4})$$

$$= 0,6 - 0,4 \left(\frac{26,047}{71,58} \right) = 0,454$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crbx}} \right)} = \frac{0,454}{1 - \left(\frac{58.933,36}{3.373.427,63} \right)}$$

$$= 0,46 < 1,0 \rightarrow \delta_{bx} = 1,0$$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \times M_{utx}$$

$$= 1,0 \times 58.933,36 \text{ kg.m} = 58.933,36 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang (Lokal Buckling)

Flens :

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{400}{2 \times 24} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{410}} = 8,39$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{2t_f} = 8,33 \\ \lambda_p = 8,39 \end{array} \right\} \frac{b}{2t_f} > \lambda_p \rightarrow \text{OK}$$

Web :

$$\begin{aligned} h &= d - 2 (tf + r) \\ &= 400 - 2 (24) = 352 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{tb} = \frac{352}{16} = 22$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82.97 \quad \left. \vphantom{\lambda_p} \right\} \frac{h}{tb} < \lambda_p \rightarrow \text{OK}$$

$$\lambda_R = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{410 - 70}} = 20.06$$

Penampang kompak

$$\frac{b}{2tf} < \lambda_p$$

$$\begin{aligned} M_{px} &= Z_x \cdot f_y \\ &= 3840 \times 4100 = 15.744.000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

- Kontrol lateral buckling

$$L_b = 6,76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 10.1 \times \sqrt{\frac{2.0 \times 10^5}{4100}} \\ &= 394,095 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} d \cdot tb^3 + \frac{2}{3} b \cdot tf^3 \\ &= \left[\frac{1}{3} \times (40 - 2 \times 2,4) \times 1,6^3 \right] + \left[\frac{2}{3} \times 40 \times 2,4^3 \right] \\ &= 48,06 + 368,64 = 416,70 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\pi}{3900} \times \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \times 8 \times 10^5 \times 416,7 \times 254,9}{2}} \\
&= 234.696 \text{ kg/cm}^2 \\
I_w &= I_y \frac{h^2}{4} = 26200 \times \frac{(40 - 2 \times 2,4)^2}{4} \\
&= 8.115.712 \text{ cm}^6 \\
X_2 &= 4 \left[\frac{S_x}{G.J} \right]^2 \frac{I_w}{I_y} \\
&= 4 \left[\frac{3900}{8 \times 10^5 \times 416,7} \right]^2 \times \frac{8.115.712}{26.200} \\
&= 1,7 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{kg} \\
f_L &= f_y - f_r \\
&= 4100 - 700 = 3400 \text{ kg/cm}^2 \\
L_r &= i_y \left[\frac{X_1}{(f_L)} \right] \sqrt{1 + \sqrt{(1 + X_2 f_L^2)}} \dots \dots (\text{LRFD 8.3.3}) \\
&= 10,1 \times \left[\frac{234.696}{3400} \right] \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + (1,7 \times 10^{-7} \times 3400^2)}} \\
&= 1.154,3 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

$$\begin{aligned}
M_r &= S_x.(f_y - f_r) \\
&= 3900 \times (3400) = 13.260.000 \text{ kg.cm} \\
M_p &= Z_x.f_y \\
&= 3840 \times 4100 \\
&= 15.744.000 \text{ kg.cm}
\end{aligned}$$

Dari hasil program SAP 2000, didapatkan ;
 $M_{\max} = 71.623,77 \text{ kg.m}$

$$\begin{aligned}
 M_A &= 42.705 \text{ kg.m} \\
 M_B &= 17.498 \text{ kg.m} \\
 M_C &= 21.895 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \\
 &= \frac{(12.5 \times 71.623,77)}{(2.5 \times 71.623,77) + (3 \times 42.705) + (4 \times 17.498) + (3 \times 21.895)} \\
 &= 2.017 \\
 M_n &= C_b \times \left[M_r + (M_p - M_r) \times \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \\
 &= 2,017 \times \left[13.260.000 + (15.744.000 - 13.260.000) \times \frac{1.154,3 - 676}{1.154,3 - 394,095} \right] \\
 &= 29.895.336,32 \text{ kg.cm} > M_p = 15.744.000 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

- Terhadap sumbu x

$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= M_{px} - (M_{px} - M_{Rx}) \frac{\frac{b_f}{2} - \lambda_p}{\lambda_R - \lambda_P} \\
 M_{nx} &= 15.744.000 - (15.744.000 - 13.260.000) \frac{8,33 - 8.39}{20.07 - 8.39} \\
 M_{nx} &= 15.757.274,88 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol interaksi kolom

$$\begin{aligned}
 \frac{N_u}{\phi_c N_n} &< 0.2 \quad \dots \quad (\text{LRFD 11.4-pers 11.36}) \\
 \frac{58.933,36}{0,85 \times 762.270,96} &< 0.2 \\
 0,1 &< 0.2
 \end{aligned}$$

Maka Persamaan yang di pakai :

$$\frac{N_u}{2\phi_c N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) < 1,00 \text{ (LRFD11.4-pers 11.36)}$$

$$\frac{58.933,36}{2 \times 0,85 \times 762.270,96} + \left(\frac{71.623,77}{0,9 \times 15.757.274} + \frac{0}{0} \right) < 1,00$$

$$0,05 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

Dari perhitungan kontrol di atas maka konstruksi kuat sebagai portal.

6.4.3. Kontrol Kekuatan Terhadap Tekuk

Kontrol tegangan diambil pada portal yaitu :

$$L = 6,76 \text{ m}$$

$$P = 116.795,34 \text{ kg} \quad \text{Frame} = 313$$

- Kelangsingan Penampang

Panjang tekuk :

$$L_x = 6,76 \text{ m} = 676 \text{ cm}$$

Kondisi tumpuan sendi – sendi , faktor panjang tekuk

$$k = 1,0$$

Arah sumbu lemah (sumbu x)

$$L_{kx} = L_x \times k = 676 \text{ cm} \times 1,0 = 676$$

Arah sumbu kuat (sumbu y)

$$L_{ky} = L_y \times k = 676 \text{ cm} \times 1,0 = 676$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{676}{17.06} = 38,6 \\ \lambda_y &= \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{676}{10.1} = 66,93 \end{aligned} \right\} \lambda_x < \lambda_y$$

$$\lambda = \lambda_y = 66,93$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{66,93}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 0,96$$

Untuk :

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \phi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = 1,50$$

- Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\phi} = 254,9 \times \frac{4100}{1,50} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 69.715,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan rencana :

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n = 0,85 \times 69.715,05 \text{ kg} \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ 116.795,34 \text{ kg} &< 592.539,3 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang :

- Pelat sayap : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5-1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2 t_f} &= \frac{400}{2 \times 24} = 8,33 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b}{2 t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5.1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{400}{16} = 22 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,84 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

• Sambungan

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut → $d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat → $t_p = 24 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 1 \times 19.594 \\ &= 7.759,43 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 7.759,43 \\ &= 7.759,43 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{116.795,34}{7.759,43} \\ &= 15,07 \approx 16 \text{ baut (tiap sisinya 8 baut)} \end{aligned}$$

Pemakaian baut ini dibagi antara web dengan flens :

Syarat jarak baut berdasarkan LRFD 13.4.3 :

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S_1 \leq (4t_p + 100)$$

$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p$$

Jadi :

$$7,2 \text{ cm} \leq S \leq 36 \text{ cm}$$

$$3,6 \text{ cm} \leq S_1 \leq 19,6 \text{ cm atau } 20$$

$$3,0 \text{ cm} \leq S_2 \leq 28,8 \text{ cm}$$

6.5. Kontrol Rangka Busur

P tekan max = 103.932,91 kg frame = 885

P tarik max = 162.742,53 kg frame = 657

Digunakan profil WF 400 x 200 x 7 x 11 dengan,
mutu baja BJ 55

$$A = 72,16 \text{ cm}^2 ; \quad g = 56,6 \text{ kg/m}$$

$$d = 400 \text{ mm} ; \quad i_x = 16,70 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{llll}
 b & = & 200 & \text{mm} & ; & i_y & = & 4,48 & \text{cm} \\
 t_b & = & 7 & \text{mm} & ; & I_x & = & 20000 & \text{cm}^4 \\
 t_f & = & 11 & \text{mm} & ; & I_y & = & 1450 & \text{cm}^4
 \end{array}$$

Kontrol terhadap gaya tekan maksimum :

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

• **Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan**

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{400}{16,7} = 23,95$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{400}{4,48} = 89,29$$

$$\lambda_x < \lambda_y$$

maka pakai :

$$\lambda = 89,29$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{89,29}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} \\
 &= 1,29
 \end{aligned}$$

Untuk :

$$\begin{aligned}
 \lambda_c > 1,2 \rightarrow \omega &= 1,25 \lambda_c^2 \\
 &= 1,25 \times 1,29^2 \\
 &= 1,94
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned}
 N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 72,16 \times \frac{4100}{1,94} \dots \text{(LRFD 7.6-3)} \\
 &= 142.794,62 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

• **Kekuatan rencana**

$$N_u < \phi N_n = 0,85 \times 142.794,62 \dots \text{(LRFD 9.1-1)}$$

$$103.932,91 \text{ kg} < 121.375,43 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- **Kontrol Penampang**

- Pelat sayap : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5-1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2t_f} &= \frac{300}{2 \times 16} = 9,375 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5.1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_b} &= \frac{324}{10} = 32,4 \\ \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{410}} = 32,84 \end{aligned} \right\} \frac{h}{t_b} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol terhadap gaya tarik maksimum :

Panjang tekuk :

$$L = 5,71 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 5,71 = 5,71 \text{ m}$$

- **Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :**

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots\dots (\text{LRFD 7.6.4}) \\ &= \frac{571}{4,48} = 127,455 \leq 300 \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- **Kontrol kekuatan leleh**

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times A_g \dots\dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a})$$

$$= 0.9 \times 4100 \times 72,16$$

$$= 266.270,4 \text{ kg} > 162.742,5 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- **Sambungan**

- a. Profil WF 400 x 200 x 7 x 11 (Vertikal)

Gaya tekan aksial yang diterima Batang :

$$P = 103.933 \text{ kg} \quad \text{frame : 885}$$

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 52 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= \phi V_n \\ &= 1,0 \times 15.498.94 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{V_d} = \frac{103.933}{15.498.94} \\ &= 6,7 \approx 8 \text{ baut (tiap sisinya 4 baut)} \end{aligned}$$

- b. Profil WF 400 x 200 x 7 x 11 (diagonal)

Gaya tekan aksial yang diterima Batang :

$$P = 162.742 \text{ kg} \quad \text{frame : 657}$$

Alat sambung yang digunakan adalah :

Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325

Pelat $\rightarrow t_p = 24 \text{ mm}$; BJ 55

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,13 \mu m T_b \\ &= 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 19.594 \\ &= 15.498.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_d = \phi V_n$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,0 \times 15.498.94 \\
 &= 15.498.94 \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Jumlah baut yang dibutuhkan.

$$n = \frac{P_u}{V_d} = \frac{162.742}{15.498.94}$$

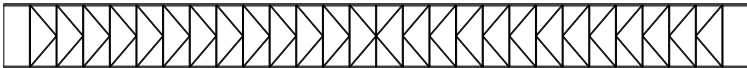
$$= 10,5 \approx 12 \text{ baut (tiap sisinya 6 baut)}$$

BAB VII

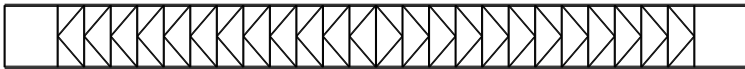
KONSTRUKSI SEKUNDER

7.1 Ikatan Angin Pada Busur

Bentuk konstruksi ikatan angin pada busur diasumsikan sebagai konstruksi rangka batang bidang. Dan yang berfungsi sebagai batang horizontal adalah konstruksi busur.



Gambar 7.1 Ikatan Angin Busur Atas



Gambar 7.2 Ikatan Angin Busur Bawah

a. Batang Horizontal

Profil yang dipakai : WF 400.200.7.11

$$A = 72.16 \text{ cm}^2 ; g = 56.6 \text{ kg/m}$$

$$d = 400 \text{ mm} ; i_x = 16,7 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ mm} ; i_y = 4.48 \text{ cm}$$

$$t_b = 7 \text{ mm}$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$h = d - 2 (t_f + r)$$

$$= 400 - 2 \times (11 + 0) = 378 \text{ mm}$$

Kontrol Sebagai Batang Tekan

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 17.148,74 \text{ Kg (Frame 470)}$$

Panjang tekuk :

$$L_{kx} = 11,70 \text{ m} = 1170 \text{ cm}$$

$$L_{ky} = 5,85 \text{ m} = 585 \text{ cm}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{1170}{16,7} = 70,06 \\ \lambda_y &= \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{585}{4,46} = 131,17 \end{aligned} \right\} \lambda_x > \lambda_y$$

$$\lambda = \lambda_y = 131,17$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{131,17}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} \\ &= 1,89 \end{aligned}$$

Untuk :

$$\begin{aligned} \lambda_c > 1,2 &\rightarrow \omega = 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times 1,89^2 = 4,465 \end{aligned}$$

- Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 72,16 \times \frac{4100}{4,465} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 66.259,29 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan rencana :

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n = 0,85 \times 66.259,29 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ 17.148,74 &< 56.320,4 \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang :

- Pelat sayap : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5-1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{2 t_f} &= \frac{200}{2 \times 11} = 9,09 \\ \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{410}} = 12,35 \end{aligned} \right\} \frac{b_f}{2 t_f} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

- Pelat badan : (LRFD 7.6.4 tabel 7.5.1)

$$\lambda_R = \frac{h}{tb} = \frac{378}{7} = 47,714 \quad \left. \vphantom{\frac{h}{tb}} \right\} \frac{h}{tb} < \lambda_R \rightarrow \text{OK}$$

$$\lambda_R = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82,97$$

Kontrol Sebagai Batang Tarik

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 46.536,06 \text{ Kg (Frame 456)}$$

$$\phi \text{ baut} = 24 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ lubang} = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L = 11.70 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 11.70 = 11.70 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\lambda_{\max} = \frac{L_k}{i_{\min}} \dots\dots (\text{LRFD 7.6.4})$$

$$= \frac{1170}{4,46} = 262,33 \leq 300 \text{ (struktur sekunder)}$$

OK!!

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times A_g \dots\dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a})$$

$$= 0.9 \times 4100 \times 72.16$$

$$= 266.270,4 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$A_n = 72,16 - (2 \times 2,6 \times 1,1) = 66,4 \text{ cm}^2$$

$$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{50}{150}$$

$$= 0.33$$

$$A_e = u \times A_n = 0,33 \times 66,4$$

$$= 22,11 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \dots (\text{LRFD 10.1.1-2.b}) \\ &= 0.75 \times 5500 \times 22,11 \\ &= 91.162,5 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$\begin{aligned}A_{gt} &= 2 \times (10 \times 1,1) = 22,0 \text{ cm}^2 \\ A_{nt} &= 2 \times (10 - 0.5 \times 2,6) \times 1,1 = 19,4 \text{ cm}^2 \\ A_{gv} &= 2 \times (15 \times 1,1) = 33,0 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 2 \times (15 - 1.5 \times 2,6) \times 1,1 = 24,4 \text{ cm}^2 \\ f_u \times A_{nt} &= 5500 \times 19,4 = 106.700 \text{ kg} \\ 0,6 \times f_u \times A_{nv} &= 0,6 \times 5500 \times 24,4 = 80.520 \text{ kg} \\ \text{Karena putus geser} &> \text{putus tarik} \\ \Phi P_n &= \phi [(0.6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\ &= 0.75 [(80.520) + (4100 \times 22,0)] \\ &= 128.040 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

b. Batang Diagonal

Profil yang dipakai : 2L 150 x 150 x 12

$$\begin{array}{llll} A &= 69,54 & \text{cm}^2 &; g = 54,49 \text{ kg/m} \\ d &= 150 & \text{mm} &; i_x = 4,61 \text{ cm} \\ b &= 300 & \text{mm} &; i_y = 6,61 \text{ cm} \\ t_b &= 12 & \text{mm} &; t_f = 12 \text{ mm} \end{array}$$

Kontrol Sebagai Batang Tekan

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 15.701,6 \text{ Kg (Frame 944)}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{5.85^2 + 5.71^2} = 8,175 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 8,175 = 8,175 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{1170}{16,7} = 70,06 \\ \lambda_y &= \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{585}{4,46} = 131,17 \end{aligned} \right\} \lambda_x > \lambda_y$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \lambda_y = 131,17 \\ \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{131,17}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} \\ &= 1,89\end{aligned}$$

Untuk :

$$\begin{aligned}\lambda_c > 1,2 \rightarrow \omega &= 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times 1,89^2 = 4,465\end{aligned}$$

- Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned}N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 72,16 \times \frac{4100}{4,465} \dots (\text{LRFD 7.6-3}) \\ &= 66.259,29 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kekuatan rencana :

$$\begin{aligned}N_u &< \phi N_n = 0,85 \times 66.259,29 \dots (\text{LRFD 9.1-1}) \\ 15.701,6 &< 56.320,4 \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

Kontrol Sebagai Batang Tarik

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned}\lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots (\text{LRFD 7.6.4}) \\ &= \frac{817,5}{4,61} = 177,33 \leq 300 \text{ (struktur sekunder)}\end{aligned}$$

OK!!

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a}) \\ &= 0,9 \times 4100 \times 69,54 \\ &= 256.602,6 \text{ kg} > 15.701,57 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$\begin{aligned}A_n &= 69,54 - (2 \times 2,6 \times 1,2) = 57,19 \text{ cm}^2 \\ u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{50}{838,42} \\ &= 0.940\end{aligned}$$

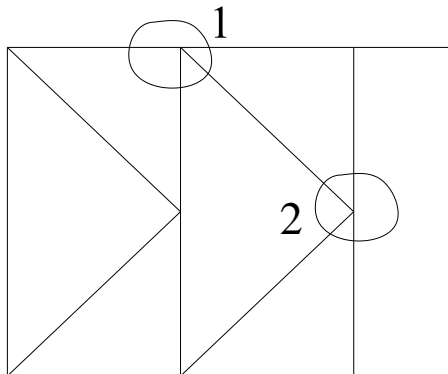
$$\begin{aligned}
 A_e &= u \times A_n = 0,940 \times 57,19 \\
 &= 53,779 \text{ cm}^2 \\
 \phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \dots\dots (\text{LRFD } 10.1.1-2.b) \\
 &= 0.75 \times 5500 \times 53.779 \\
 &= 221.840,059 \text{ kg} > 15.701,57 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

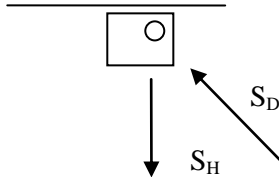
$$\begin{aligned}
 A_{gt} &= 2 \times (2.3 \times 1,4) = 11.04 \text{ cm}^2 \\
 A_{nt} &= 2 \times (2.3 - 0.5 \times 2.3) \times 1.2 = 5.52 \text{ cm}^2 \\
 A_{gv} &= 2 \times (16 \times 1.2) = 76.8 \text{ cm}^2 \\
 A_{nv} &= 2 \times (16 - 2.5 \times 2.3) \times 1.2 = 49.2 \text{ cm}^2 \\
 f_u \times A_{nt} &= 5500 \times 5.52 = 30360 \text{ kg} \\
 0.6 \times f_u \times A_{nv} &= 0.6 \times 5500 \times 49.2 = 162360 \text{ kg} \\
 \text{Karena putus geser} &> \text{putus tarik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= \phi [(0.6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\
 &= 0.75 [(162360) + (4100 \times 11.04)] \\
 &= 167.034 \text{ kg} > 15.701,57 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

7.1.1 Sambungan



Gambar 7.3 Sambungan Ikatan Angin Atas

a. Titik simpul 1

Gambar 7.4 Titik Simpul 1

$$S_D = 15.701,57 \text{ kg}$$

• **Sambungan batang diagonal ke pelat simpul horizontal.**

Gaya batang maksimum yang bekerja

$$S_D = 15.701,57 \text{ kg}$$

Pakai baut

$$d_b = 24 \text{ mm} \rightarrow f_u = 825 \text{ MPa}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal

$$t_p = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{BJ 55}$$

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser baut

$$V_d = \phi_f \times V_n$$

$$= 0,75 \times 0,4 \times 8250 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2 \right)$$

$$= 11.190,96 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu baut

$$R_d = \phi_f \times R_n$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \times 5500$$

$$= 28.512,00 \text{ kg}$$

Jadi yang menentukan adalah kekuatan geser : $V_d = 11.190,96 \text{ kg}$

- Jumlah baut yang dibutuhkan pada sambungan batang diagonal ke plat simpul

$$\text{Gaya batang maksimum} \rightarrow S_D = 15.701,57 \text{ kg}$$

$$n = \frac{S_D}{V_d} = \frac{15.701,57}{11.190,96}$$

$$= 1,4 \text{ baut} \approx 2 \text{ baut}$$

Syarat jarak baut : (LRFD 13.4.3)

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Jadi :

$$6.0 \text{ cm} \leq 10 \leq 15 \text{ cm}$$

$$3.0 \text{ cm} \leq 5 \leq 10.4 \text{ cm}$$

$$2.5 \text{ cm} \leq 5 \leq 12 \text{ cm}$$

- **Sambungan plat simpul ke busur**

Gaya yang terjadi pada plat simpul :

$$P = S_D \cdot \cos \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{8,107}{5,00} = 1,62$$

$$\alpha = 58,31^\circ$$

$$P = S_D \cdot \cos \alpha$$

$$= 15.701,57 \times \cos 58,31$$

$$= 8.248,4 \text{ kg}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :

digunakan las ukuran **10 mm**

$$t_e = 0,707 a = 0,707 \times 10 = 7,07 \text{ mm}$$

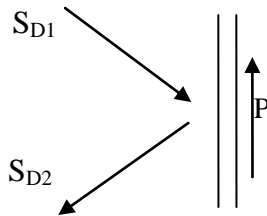
Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :

$$\phi \cdot R_{nw} = \phi \cdot t (0,6 \cdot f_{uw}) = 0,75 \cdot (7,07) (0,6 \times 490) = 1558,935 \text{ N}$$

Panjang total Las :

$$\frac{82.484 \text{ N}}{1.559 \text{ N/mm}} = 52 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{60 \text{ mm}}$$

b. Titik simpul 2



Gambar 7.5 Titik Simpul 2

$$S_{D1} = 15.701,57 \text{ kg}$$

$$S_{D2} = 15.701,57 \text{ kg}$$

- **Sambungan batang diagonal ke pelat simpul.**

Gaya batang maksimum yang bekerja

$$S_D = 15.701,57 \text{ kg}$$

Pakai baut

$$d_b = 24 \text{ mm} \rightarrow f_u = 825 \text{ MPa}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal

$$t_p = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{BJ 55}$$

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser

$$\begin{aligned} V_d &= \phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 8250 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2 \right) \\ &= 11.190,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan tumpu

$$\begin{aligned} R_d &= 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2,4 \times 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 5500 \\ &= 28.512 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 - \quad n &= \frac{S_D}{V_d} = \frac{15.701,57}{11.190,96} \\
 &= 1,41 \text{ baut} \approx 2 \text{ baut}
 \end{aligned}$$

- **Sambungan plat simpul ke batang horizontal**

Gaya yang terjadi pada plat simpul :

$$P = 2 \times S_D \cdot \cos \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{8,107}{5,00} = 1,62$$

$$\alpha = 58,31^\circ$$

$$\begin{aligned}
 P &= 2 \times 15.701,57 \times \cos 58,31^\circ \\
 &= 16.496,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :

digunakan las ukuran **10 mm**

$$t_e = 0,707 a = 0,707 \times 10 = 7,07 \text{ mm}$$

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :

$$\phi \cdot R_{nw} = \phi \cdot t (0,6 f_{uw}) = 0,75 \cdot (7,07) (0,6 \times 490) = 1558,935 \text{ N}$$

Panjang total Las :

$$\begin{aligned}
 &\frac{164.968 \text{ N}}{1.559 \text{ N/mm}} = 105,8 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{110 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

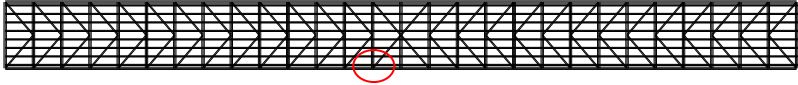
7.2 Ikatan Angin di Bawah Lantai Kendaraan

Pada Ikatan angin di bawah lantai kendaraan, Sebagai batang horizontal adalah gelagar memanjang sedangkan untuk batang vertikal ialah gelagar melintang.

Untuk titik simpul pada sisi yang terkena beban, menerima beban P yang besarnya diambil rata – rata dari jumlah beban W

(beban angin). Beban yang diterima adalah $\frac{1}{2} W_1$ konstruksi lantai

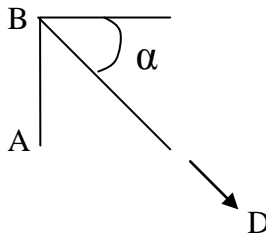
kendaraan dan $\frac{1}{2} W_2$ (Beban Hidup).



Gambar 7.6 Ikatan Angin Bawah

Bagian dari konstruksi ikatan angin di bawah lantai kendaraan yang berupa batang diagonal direncanakan hanya menerima gaya tarikan saja, untuk gaya tekanan batang diagonal dianggap tidak bekerja.

Potongan I-I :



Gambar 7.7 Potongan I – I

a. Dimensi batang diagonal

Profil yang dipakai : L 180 x 180 x 18

A	=	61,90	cm ²	;	g	=	48,6	kg/m
d	=	180	mm	;	i _x	=	5,49	cm
b	=	180	mm	;	i _y	=	5,49	cm
t _b	=	18	mm	;	I _x	=	1870	cm ⁴
t _f	=	18	mm	;	I _y	=	1870	cm ⁴

Gaya yang terjadi :

$$N = 167.705,26 \text{ kg (frame 784)}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{5^2 + 5,85^2} = 7,7 \text{ m}$$

$$\phi \text{ baut} = 24 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ lubang} = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik

$$\begin{aligned}\lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \\ &= \frac{770}{5,49} = 140,26 \leq 300 \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 4100 \times 61,90 \\ &= 181.658,7 \text{ kg} > 167.705,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan patah

$$A_n = 61,90 - (1 \times 2,0 \times 1,8) = 54,7 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{51}{300} \\ &= 0,830\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= u \times A_n \\ &= 0,83 \times 54,7 = 45,4 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 5500 \times 45,4 \\ &= 187.279,13 \text{ kg} > 167.705,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan (Block Shear)

$$A_{gt} = 2 \times 5,0 \times 1,8 = 18,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2 \times 5,0 \times 1,1 \times 1,8 = 14,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \times 40 \times 1,8 = 144,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \times 40 \times 7,7 \times 1,8 = 116,3 \text{ cm}^2$$

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 14,0 = 77.220 \text{ kg}$$

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 116,3 = 383.724 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \phi [(0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\ &= 0,75 [(0,6 \times 5500 \times 116,3) + (4100 \times 18,0)] \\ &= 323.595 \text{ kg} > 167.705,26 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

7.2.1 Sambungan

Gaya maksimum yang terjadi pada batang diagonal :

$$S = 47.704,38 \text{ kg}$$

Pakai baut

$$d = 32 \text{ mm} \rightarrow f_u = 825 \text{ MPa}$$

Tebal pelat

$$t = 18 \text{ mm} \rightarrow \text{BJ 55}$$

Kekuatan ijin 1 baut (single shear) :

- Kekuatan geser :

$$\begin{aligned} V_d &= \phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 8250 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 3,2^2 \right) \\ &= 24.868,80 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan tumpu :

$$\begin{aligned} R_d &= 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2,4 \times 0,75 \times 3,2 \times 1,8 \times 5500 \\ &= 57.024 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} - \quad n &= \frac{S}{V_d} = \frac{47.704,38}{24.868,8} \\ &= 2 \text{ baut} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut :

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} 9,6 \text{ cm} &\leq 12 \leq 15 \text{ cm} \\ 4,8 \text{ cm} &\leq 7 \leq 10,4 \text{ cm} \\ 4,0 \text{ cm} &\leq 7 \leq 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

- **Sambungan pelat simpul ke Batang Horizontal**

Gaya yang terjadi pada plat simpul :

$$P = T_u \cdot \sin \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{4}{5,85} = 0,68$$

$$\alpha = 34,36^\circ$$

$$P = 47.704,38 \times \cos 34,36^\circ \\ = 39.380 \text{ kg}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :

digunakan las ukuran **10 mm**

$$t_e = 0,707 a = 0,707 \times 10 = 7,07 \text{ mm}$$

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :

$$\phi.R_{nw} = \phi. t (0,6.f_{uw}) = 0,75.(7,07)(0,6 \times 490) = 1558,935N$$

Panjang total Las :

$$\frac{393800 \text{ N}}{1.559 \text{ N/mm}} = 253 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{260 \text{ mm}}$$

- **Sambungan pelat simpul ke Batang Horizontal**

Gaya yang terjadi pada plat simpul :

$$P = 2 \times T_u \cdot \sin \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{4}{5,85} = 0,68$$

$$\alpha = 34,36^\circ$$

$$P = 2 \times 47.704,38 \times \cos 34,36^\circ \\ = 78.760 \text{ kg}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan desain sebagai berikut :

digunakan las ukuran **10 mm**

$$t_e = 0,707 a = 0,707 \times 10 = 7,07 \text{ mm}$$

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :

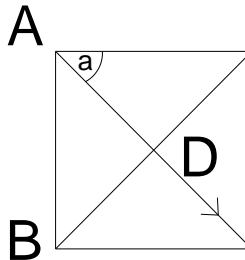
$$\phi.R_{nw} = \phi. t (0,6.f_{uw}) = 0,75.(7,07)(0,6 \times 490) = 1558,935N$$

Panjang total Las :

$$\frac{787600}{1.559 \text{ N/mm}} = 505 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{510 \text{ mm}}$$

7.3 Breasing

Pada Breasing, untuk titik simpul pada sisi yang terkena beban, menerima beban P yang besarnya diambil rata – rata dari jumlah beban W (beban angin). Beban yang diterima adalah W_1 , W_2 , W_4 dan $\frac{1}{2} W_3$, berikut gambar bentuk ikatan breasing :



Gambar 7.8 Breasing

a. Batang Diagonal

Profil yang dipakai : WF 200.200.20

$$A = 76,4 \text{ cm}^2 ; g = 59,9 \text{ kg/m}$$

$$d = 200,00 \text{ mm} ; i_x = 6,11 \text{ cm}$$

$$b = 200,00 \text{ mm} ; i_y = 6,11 \text{ cm}$$

$$t_b = 20,00 \text{ mm} ; I_x = 2850 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 20,00 \text{ mm} ; I_y = 2850 \text{ cm}^4$$

• Kontrol Sebagai Batang Tekan

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 9.825,25 \text{ Kg (Frame 523)}$$

Panjang tekuk :

$$L = \sqrt{4^2 + (11,7 / 2)^2} = 708,68 \text{ cm}$$

$$L_k = Kc \times L = 1,0 \times 708,68 = 708,68 \text{ cm}$$

• Kontrol kelangsingan sebagai batang tekan :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_k}{i} = \frac{708,68}{6,11} = 148,07$$

$$\lambda = 148,07$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{148,07}{\pi} \times \sqrt{\frac{410}{2,0 \times 10^5}} = 2,134$$

Untuk :

$$\begin{aligned} \lambda_c \geq 1,2 &\rightarrow \omega &&= 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &&&= 1,25 \times 2,134^2 \\ &&&= 5,7 \end{aligned}$$

- Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} = 76,4 \times \frac{4100}{5,7} \dots \text{(LRFD 7.6-3)} \\ &= 55.030,76 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan rencana :

$$\begin{aligned} N_u &= \phi N_n = 0,85 \times 55.030,76 \dots \text{(LRFD 9.1-1)} \\ &= 45036,065 \text{ kg} > 9.825,25 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol Sebagai Batang Tarik

Dari Output SAP 2000, didapatkan :

$$P = 19.239,18 \text{ Kg} \quad (\text{Frame 829})$$

$$\phi \text{ baut} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ lubang} = 20 + 3 = 23 \text{ mm}$$

Panjang tekuk :

$$L = 626,50 \text{ c m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 626,50 = 626,50 \text{ cm}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots \text{(LRFD 7.6.4)} \\ &= \frac{626,50}{5,05} = 124,06 \leq 300 \text{ (struktur sekunder)} \end{aligned}$$

OK!!

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \dots (\text{LRFD } 10.1.1-2.a) \\ &= 0.9 \times 4100 \times 49.23 \\ &= 181658.7 \text{ kg} > 18782.87 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$
- Kontrol kekuatan patah :

$$\begin{aligned}A_n &= 62.71 - (2 \times 2.3 \times 2.0) = 58.80 \text{ cm}^2 \\ u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{56.8}{100} \\ &= 0.432 \\ A_e &= u \times A_n = 0.432 \times 58.80 \\ &= 25.40 \text{ cm}^2 \\ \phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \dots (\text{LRFD } 10.1.1-2.b) \\ &= 0.75 \times 5500 \times 25.40 \\ &= 104.781,6 \text{ kg} > 19.239,18 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$
- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$\begin{aligned}A_{gt} &= 2 \times (5.0 \times 2.0) = 10,0 \text{ cm}^2 \\ A_{nt} &= 2 \times (2.3 - 0.5 \times 2.2) \times 2.0 = 9,22 \text{ cm}^2 \\ A_{gv} &= 2 \times (15.0 \times 2.0) = 30,0 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 2 \times (15 - 1.5 \times 2.2) \times 2.0 = 22,2 \text{ cm}^2 \\ f_u \times A_{nt} &= 5500 \times 9,22 = 50.710,0 \text{ kg} \\ 0,6 \times f_u \times A_{nv} &= 0,6 \times 5500 \times 22,2 = 73.260,0 \text{ kg} \\ \text{Karena putus geser} &> \text{putus tarik} \\ \Phi P_n &= \phi [(0.6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\ &= 0,75 [(73.260,0) + (4100 \times 10,0)] \\ &= 85.695 \text{ kg} > 19.239,18 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

7.3.1 Sambungan

Pakai baut

$$d_b = 24 \text{ mm} \rightarrow f_u = 825 \text{ MPa}$$

Pakai pelat simpul dengan tebal

$$t_p = 20 \text{ mm} \rightarrow \text{BJ } 55$$

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser

$$\begin{aligned} V_d &= \phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \dots\dots (\text{LRFD 13.2.2.1}) \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 8250 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2 \right) \\ &= 11.196,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan tumpu

$$\begin{aligned} R_d &= 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times f_u \dots\dots (\text{LRFD 13.2.2.4}) \\ &= 2,4 \times 0,75 \times 2,4 \times 1,0 \times 5500 \\ &= 47.520 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} - \quad n &= \frac{T_u}{V_d} = \frac{19.239,18}{11.196,64} \\ &= 2 \text{ baut} \end{aligned}$$

Syarat jarak baut : (LRFD 13.4.3)

$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 15t_p \\ 1,5d &\leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b &\leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} 7,2 \text{ cm} &\leq 10 \leq 15 \text{ cm} \\ 3,6 \text{ cm} &\leq 5 \leq 10,4 \text{ cm} \\ 3,0 \text{ cm} &\leq 5 \leq 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

7.4. Perhitungan Batang Horizontal

Dari hasil program SAP 2000 didapatkan :

$$P = 46.536,06 \text{ kg} \quad \text{frame} = 456$$

$$V = 1.143,99 \text{ kg} \quad \text{frame} = 457$$

Digunakan profil WF 400 x 200 x 7 x 11 dengan ,
mutu baja BJ 55

$$\begin{array}{llll} A &= 72,16 \text{ cm}^2 &; & g = 56,5 \text{ kg/m} \\ d &= 400 \text{ mm} &; & i_x = 16,7 \text{ cm} \\ b &= 200 \text{ mm} &; & i_y = 4,48 \text{ cm} \\ t_b &= 7,00 \text{ mm} &; & I_x = 20000 \text{ cm}^4 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} t_f & = & 11,00 \text{ mm} \quad ; \quad I_y = 1450 \text{ cm}^4 \\ Z_x & = & 1010 \text{ cm}^3 \quad ; \quad Z_y = 145 \text{ cm}^3 \end{array}$$

Panjang tekuk :

$$L = 11,7 \text{ m}$$

$$L_k = k_c \times L = 1,0 \times 11,7 = 11,7 \text{ m}$$

- Kontrol kelangsingan sebagai batang tarik :

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \frac{L_k}{i_{\min}} \dots\dots (\text{LRFD 7.6.4}) \\ &= \frac{1170}{4,46} = 261,16 \leq 300 \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan leleh :

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times f_y \times A_g \dots\dots (\text{LRFD 10.1.1-2.a}) \\ &= 0,9 \times 4100 \times 72,16 \\ &= 328.729 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan patah :

$$A_n = 312,26 - (4 \times 2,3 \times 3,2) = 297,54 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} u &= 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{50}{500} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_e &= u \times A_n = 0,9 \times 297,54 \\ &= 238,032 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times f_u \times A_e \dots\dots (\text{LRFD 10.1.1-2.b}) \\ &= 0,75 \times 5500 \times 238,032 \\ &= 981882 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan / Block Shear :

$$A_{gt} = 2 \times (4,0 \times 0,8) = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2 \times (4,0 - 0,5 \times 2,6) \times 0,8 = 4,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \times (13 \times 0,8) = 20,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \times (13 - (3,5 \times 2,6)) \times 0,8 = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$f_u \times A_{nt} = 5500 \times 4,3 = 23.760 \text{ kg}$$

$$0,6 \times f_u \times A_{nv} = 0,6 \times 5500 \times 16,48 = 54.384 \text{ kg}$$

Karena putus geser > putus tarik

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \phi [(0,6 \times f_u \times A_{nv}) + (f_y \times A_{gt})] \\ &= 0,75 [(54.384) + (4100 \times 6,4)] \\ &= 80.624 \text{ kg} > 46.536,06 \text{ kg} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

7.4.1 Sambungan

- **Sambungan batang horizontal ke plat simpul.**

Gaya batang maksimum $\rightarrow P = 46.536,06 \text{ kg}$

Kekuatan ijin 1 baut :

- Kekuatan geser

$$\begin{aligned}V_d &= \phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 8250 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2\right) \\ &= 11.190,96 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kekuatan tumpu

$$\begin{aligned}R_d &= 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times f_u^p \\ &= 2,4 \times 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 5500 \\ &= 28.512 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}- \quad n &= \frac{P}{V_d} = \frac{46.536,06}{11.190,96} \\ &= 4,26 \text{ baut} \approx 6 \text{ baut}\end{aligned}$$

Syarat jarak baut :

$$\begin{array}{llll} 3d & \leq & S & \leq 15t_p \\ 1,5d & \leq & S_1 & \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,25d_b & \leq & S_2 & \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ \\ 6,0 \text{ cm} & \leq & 10 & \leq 15 \text{ cm} \\ 3,0 \text{ cm} & \leq & 5 & \leq 10,4 \text{ cm} \\ 2,5 \text{ cm} & \leq & 5 & \leq 12 \text{ cm} \end{array}$$

BAB VIII DESAIN PERLETAKAN

8.1 Perencanaan Perletakan

Direncanakan perletakan baja

- Mutu baja = BJ 55
- Mutu beton = f'_c 35 Mpa = 350 kg/cm

8.1.1 Perletakan Tepi (Sendi)

Pada konstruksi jembatan Ir Juanda ini menggunakan perletakan sendi dan rol. Untuk jenis ukuran dari kursi penumpu engsel dan rol dapat ditentukan menurut cara yang di berikan oleh Muller – Breslau berdasarkan literatur Djembatan , Ir.H.J.Struyk hal 249

Tabel 9.1 Muller – Breslau

$\frac{h}{S_2}$	$\frac{b}{aS_3}$	W
3	4	$0,2222 ah^2S_3$
4	4,2	$0,2251 ah^2S_3$
5	4,6	$0,2236 ah^2S_3$
6	5	$0,2315 ah^2S_3$

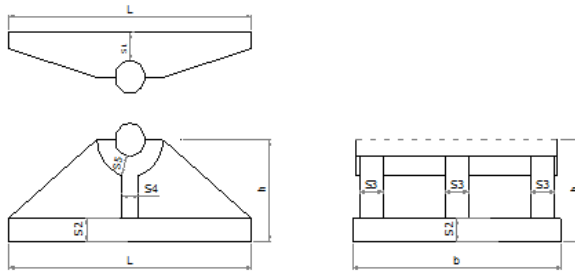
Jika jumlah rusuk = a maka , S2 dan S3 dapat ditentukan

dari daftar diatas. Perbandingan $\frac{h}{S_2}$ hendaknya diambil

antara 3 dan 5, sedangkan tebal $S_4 = \frac{h}{6}$ dan $S_5 = \frac{h}{4}$

dan untuk mencari nilai $S_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3PI}{b\sigma_b}}$

adapun sketsa perletakan seperti gambar di bawah ini



Gambar 8.1 Detail Perletakan Sendi

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan reaksi perletakan (pada pilar)

- H = 109.106,80 kg
- V = 897.843,60 kg

- Luas alas kursi / bantalan

$$F = \frac{V}{\sigma' b} = \frac{897.843,60}{350} = 2.565,27 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan } L = 50 \text{ cm, maka } b &= \frac{F}{L} = \frac{2.565,27}{50} \\ &= 51,31 \text{ cm} \\ &= 52 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ambil $b = 52 \text{ cm} > 40 \text{ cm}$ (b profil)

Direncanakan dimensi bantalan dengan panjang (L) = 50 cm dan lebar = 52 cm, serta bantalan landasan yang berbatasan langsung dengan beton.

Maka ukuran – ukuran dari perletakan dapat ditentukan:

- Tebal kursi dan bantalan

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.5 \times \sqrt{\frac{3 \times V \times L}{b \times \sigma_{baja}}} = 0.5 \times \sqrt{\frac{3 \times 897.843,60 \times 50}{55 \times 4100}} \\ &= 12.22 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ambil $S_1 = 15 \text{ cm}$

$W. \sigma_{baja} = M \text{ max}$

$$M_{\max} = \frac{V}{2} \times \frac{b}{4} = \frac{897.843,60}{2} \times \frac{52}{4}$$

$$= 5.835.983,4 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{baja}}} = \frac{5.835.983,4}{4100} = 1423,41 \text{ cm}^3$$

a direncanakan 3 buah

dari tabel 9.1 *Muller – Breslau* diambil nilai $\frac{h}{s2} = 4,$

jadi $\frac{b}{a.S_3} = 4,2$ dan $W = 0,2251 ah^2S_3$. maka:

$$S_3 = \frac{b}{a.4,2} = \frac{52}{3 \times 4,2} = 4,13 = 5,0 \text{ cm}$$

$$h^2 = \frac{W}{0,2251 . a . S_3} = \frac{1423,41}{0,2251 \times 3 \times 5,0} = 421,564$$

$h = 20,532 \text{ cm}$ dipakai 25 cm

$$S_2 = \frac{h}{4} = \frac{25}{4} = 6.25 \text{ cm di pakai 7 cm}$$

$$S_4 = \frac{h}{6} = \frac{25}{6} = 4.167 \text{ cm di paki 5 cm}$$

$$S_5 = \frac{h}{4} = \frac{25}{4} = 6.25 \text{ cm di pakai 7 cm}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan :

$S_1 =$ tinggi pelat penumpu atas sendi = 15 cm

$S_2 =$ tebal pelat pemumpu perletakan = 7 cm

$S_3 =$ tebal pelat penyokong Vertikal = 5 cm

$S_4 =$ tebal pelat vertikal penumpu = 5 cm

$S_5 =$ tebal pelat lengkung penumpu = 7 cm

- Perhitungan diameter engsel

Didapatkan $L = 50 \text{ cm}$

$$r = 0,8 \times \frac{V}{\sigma_{baja} L} = 0,8 \times \frac{897.843,60}{4100 \times 50} = 3,5 \text{ cm}$$

diambil 5 cm

$$d_1 = 2.r = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + (2 \times 2,5) = 10 + (2 \times 2,5) = 15 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{d_2}{4} = 3,75 \approx 5 \text{ cm}$$

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

- Kontrol Kekuatan Engsel

Syarat :

$$(axS_3) \times d_1 \times \sigma > \frac{1}{2} V$$

$$(3 \times 5) \times 10 \times 4100 > \frac{1}{2} 870477,71$$

$$615.000 \text{ kg} > 448.922 \text{ kg} \quad \dots \text{OK !}$$

- Perhitungan Sambungan Antara Sendi dan busur

$$H_x = 109.106,80 \text{ kg}$$

Tebal pelat landasan rencana 50 mm, digunakan baut dengan D30 mm, Bj 55

Kuat geser nominal baut

$$V_d = \phi_f \cdot V_n$$

$$= \phi_f \cdot R_1 \times f_u \times A_b$$

Dimana :

$R_1 = 0,5$ untuk baut tanpa ulir

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan

F_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto baut

$$V_d = 0,75 \times 0,5 \times 5500 \times (0,25 \times 3,14 \times 3^2) \\ = 14.572 \text{ kg} \dots (\text{menentukan})$$

Kuat tumpu baut

$$R_d = \phi_f \cdot 2,4 \times D_b \times t_p \times f_u$$

Dimana :

D_b = Diameter Baut

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan

F_u^b = Tegangan tarik putus baut

t_p = Tebal Plat

$R_d = 0,75 \cdot 2,4 \times 3 \times 5 \times 5500$

$R_d = 59.400 \text{ kg}$

$$\text{Jadi jumlah baut} = V/V_d = \frac{109.106,80}{14.572} = 7,5 \text{ baut}$$

dipakai 8 baut

Syarat jarak baut berdasarkan segi pelaksanaan :

($d = 3.0 \text{ cm}$)

$$3d \leq S \leq 15t_p$$

$$1,5d \leq S_1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

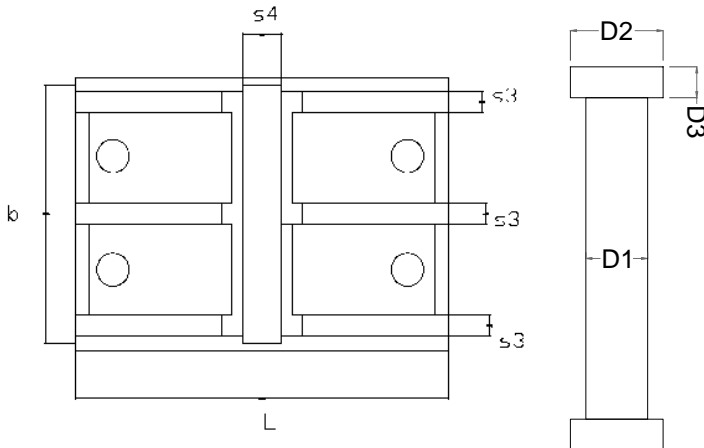
$$1,25d_b \leq S_2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Jadi :

$$9.0 \text{ cm} \leq S \leq 15 \text{ cm}$$

$$4.5 \text{ cm} \leq S_1 \leq 14 \text{ cm}$$

$$3.8 \text{ cm} \leq S_2 \leq 12 \text{ cm}$$



Gambar 8.2 Detail Perletakan Pen Sendi dan Letak Baut Angker

8.1.2 Perletakan Tepi (Rol)

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan reaksi perletakan (tengah)

- H = 0 kg
- V = 892.242,2 kg

- Luas alas kursi / bantalan

$$F = \frac{V}{\sigma' b} = \frac{892.242,2}{350} = 2549,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Direncanakan } L = 50 \text{ cm, maka } b = \frac{F}{L} = \frac{2549,26}{50} = 51 \text{ cm}$$

Ambil $b = 51 \text{ cm}$

- Tebal kursi dan bantalan

$$S_1 = 0,5 \times \sqrt{\frac{3xVxL}{bx\sigma_{baja}}} = 0,5 \times \sqrt{\frac{3 \times 208917,36 \times 50}{50 \times 4100}} = 12,65 \text{ cm}$$

Ambil $S_1 = 15 \text{ cm}$

- Garis tengah gelinding

Direncanakan jari-jari gelinding (r_1) = 20 cm

$$B = \frac{1}{2r_1} = 0,025$$

$$\begin{aligned} \gamma^2 &= 0,75 \times 10^6 \times \frac{P \cdot \ell}{L} \\ &= 0,75 \times 10^6 \times \frac{892.242,2 \times 0,025}{50} \\ &= 334.590.825 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

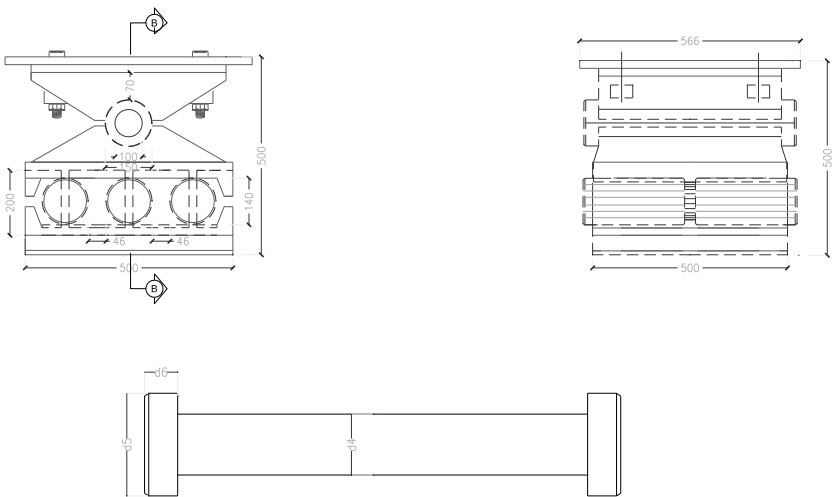
$$\begin{aligned} d_4 &= \frac{0,75 \times 10^6 \times P}{L \cdot \gamma^2} = \frac{0,75 \times 10^6 \times 892.242,2}{50 \times 334.590.825} \\ &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

dipakai 3 buah gelinding, maka

$$d = \frac{40}{3} = 13.3\text{cm} \approx 14\text{cm}$$

$$d_5 = d_4 + (2 \times 2,5) = 14 + (2 \times 2,5) = 19 \text{ cm diambil } 20 \text{ cm}$$

$$d_6 \text{ ambil } 5 \text{ cm}$$



Gambar 8.3 perletakan tepi (ROL)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

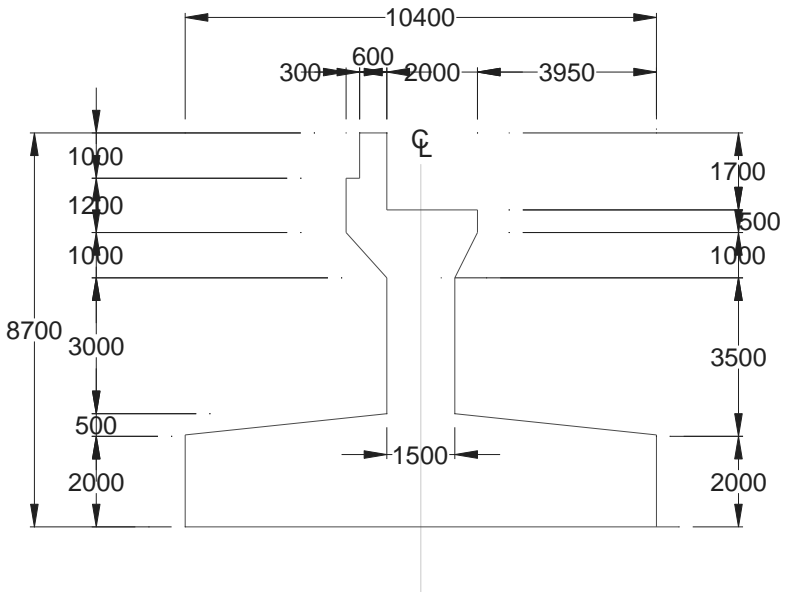
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

9.1 Data Umum

- Nama jembatan = Jembatan Lasape
- Bentang jembatan = 140 m
- Lebar jembatan = 11 m
- Struktur atas = Busur rangka dari baja
- Struktur bawah = Pondasi Bor Pile
- Zone gempa = Daerah gempa 3 dengan tanah Lunak

9.2 Desain Dimensi Abutment

Dimensi Abutment didesain sebagai berikut .:



Gambar 9.1 Tampak Samping Abutment

9.3 Perencanaan Pondasi Abutment

9.3.1 Analisis pembebanan pada pondasi abutment

1. Beban mati bangunan atas

Tabel 9.1 Beban mati bangunan atas

OutputCase	V
	Tonf
Beban Mati	
Rangka Jembatan	324,27
Lantai Kendaraan	481,25
Aspal	84,00
Trotoar + Kerb	112,00
Total	1001.52
sambungan + pelat simpul 10%	32,43
Total Beban Mati	1033,95
Total Beban Mati /joint	258,49

2. Beban mati abutment

Dalam perhitungan beban atau berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen. Analisa berat abutment diperoleh dari perhitungan sebagai berikut :

Tabel 9.2 Beban mati abutment

Bagian	Luas (m ²)	Panjang (m)	Volume (m ³)	g (t/m ³)	Berat (ton)
Abutment	31,05	14,0	434,70	2,5	1086,75

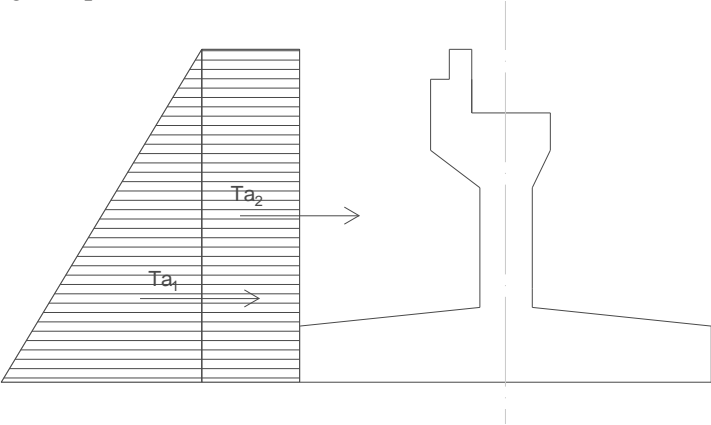
3. Beban hidup bangunan atas

Tabel 9.3 Beban hidup bangunan atas

Joint	OutputCase	F1 (x)	F2 (y)	F3 (z)
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
17	Live Load	0,54	29,41	166,87
19	Live Load	0,54	-28,98	166,87
289	Live Load	0,00	29,41	166,86
290	Live Load	0,00	-28,98	166,86
Total Beban Mati		0,00	0,86	667,46
Total Beban Mati /joint		0,00	0,22	166,87

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

Berdasarkan BMS BDC 1992 pasal 2.2.6 tekanan tanah dihitung berdasarkan w , c , γt . Pada bagian tanah dibelakang abutment diperhitungkan adanya beban tambahan setebal 0,6 m yang berupa beban merata.



Gambar 9.2 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

- Tinggi timbunan (H) = 8,70 m
- Berat jenis tanah (γt) = 1,8 ton/m²
- Sudut geser tanah = 33°

- Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) = 0,295
- $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$
- $q = \gamma t \times 0,6 \text{ m} = 1,08 \text{ ton/m}^2$
- Pta 1 = $\frac{1}{2} \times K_a \times \gamma t \times H^2 = 20,08 \text{ ton}$
- Pta 2 = $q \times K_a \times H = 2,77 \text{ ton}$

5. Beban Tekanan Tanah Dinamis akibat Gempa

Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai dengan ketentuan yang terdapat pada BMS BDC 1992 Lampiran A halaman A – 2.

- Berat jenis tanah (γt) = $1,8 \text{ ton/m}^2$
- Sudut geser tanah = 33°
- Rencana sudut geser tembok = 17°

$$\delta = \frac{2}{3} \times \phi$$

Diasumsikan dinding halus dicor menggunakan bekisting konvensional berdasarkan BMS BDC 1992.

- Sudut kemiringan urugan (α) = 0°
- Sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur terhadap vertikal (β) = 0°
- Koefisien tekanan tanah = 0,27

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

- Sudut geser tanah nominal (ϕ') = $27,5^\circ$
- $\phi' = \tan^{-1} \times (K_{RC} \times \tan \phi)$
- Koefisien gempa ($\theta = \tan^{-1} CS$) = 7,97
- Koefisien tekanan tanah dinamis = 0,44

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi^\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta.\cos^2 \beta.\cos(\delta^\phi + \beta + \theta)\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi^\phi + \delta^\phi)\sin(\phi^\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta^\phi + \beta + \theta)\cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$$

Tambahan koefisien tanah dinamis = 0,17

$\Delta KAG = KaG - Ka$

- Tekanan tanah dinamik (ΔPG)

$\Delta P_G \frac{w.H^2}{2} \Delta K_{aG} = 11,49 \text{ ton/m}$

Tekanan tanah selebar 14 m

$(\Delta PG) = 14 \text{ m} \times 11,49 \text{ ton/m} = 160,80 \text{ ton}$

6. Beban Gempa

Tabel 9.4 Beban gempa akibat struktut atas

Joint	OutputCase	Hx	Hy	V
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
17	GEMPA x	5,45	1,11	4,16
17	GEMPA y	106,95	18,75	38,79
19	GEMPA x	5,45	1,11	4,16
19	GEMPA y	106,95	18,75	38,79
289	GEMPA x	0	0,96	4,34
289	GEMPA y	0	10,71	29,5
290	GEMPA x	0	0,96	4,34
290	GEMPA y	0	10,71	29,5
Total		224,8	63,09	153,58
per joint		112,4	15,77	38,4

7. Beban Angin

Tabel 9.5 Beban angin akibat struktut atas

Joint	OutputCase	Hy
Text	Text	Tonf
17	ANGIN	9,39
19	ANGIN	10,26
289	ANGIN	5,5
290	ANGIN	6,38
Total		31,52
per joint		7,88

9.3.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor Pile

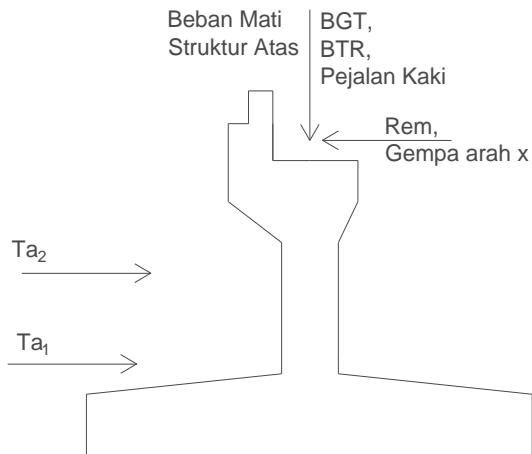
Dari analisa beban di atas, maka langkah selanjutnya adalah analisa momen dan gaya. Perhitungan momen tersebut dipusatkan pada center poer.

Tabel 9.6 Perhitungan gaya aksial tiang Bor Pile

No.	Uraian	V	Hx	Hy	x	z
		ton	ton	ton	m	m
1.	Beban tetap :					
	Struktur atas	516,97			0	
	Abutment	1086,75			-0,119	
	Tekanan tanah aktif 1		21,02			2,30
	Tekanan tanah aktif 2		2,83			3,45
2.	Aksi Transien :					
	Beban Hidup	333,73			0	
	Gaya Rem		32,63			7,2
	Beban Angin			15,76		7,2
3.	Aksi Lain (gempa) :					
	Eq struktur Atas		112,40	31,55		7,2
	Eq Abutment		152,15	152,15		2,87
	Tekanan Tanah Dinamis		168,27			3,83

Tabel 9.7 Perhitungan gaya aksial tiang Bor Pile untuk beban ultimate

No.	Uraian	Faktor Beban	V	Hx	Hy	x	y	z
			ton	ton	ton	m	m	m
1.	Beban tetap							
	Struktur atas	-	636,40			0		
	Abutment	-	1412,78			-0,119		
	Tekanan tanah aktif 1	1,25		26,27				2,30
	Tekanan tanah aktif 2	1,25		3,54				3,45
2.	Aksi Transien							
	Beban Hidup	1,8	600,71			0		
	Gaya Rem	1,8		58,73				7,2
	Beban Angin	1,2			18,91			7,2
3.	Aksi Lain (gempa)							
	Eq struktur Atas	1,0		112,40	31,55			7,2
	Eq Abutment	1,0		158,83	158,83			2,87
	Tekanan Tanah Dinamis	1,25		210,34				3,83



Gambar 9.3 Pembebanan pada Abutment

Tabel 9.8 Momen kerja yang terjadi pada center poer

No	Uraian	Mx	My
		t.m	t.m
1	Beban tetap		
	Struktur atas	-	0.00
	Abutment	-	-129,32
	Tekanan tanah aktif 1	-	48,34
	Tekanan tanah aktif 2	-	9,78
2	Aksi Transien		
	Beban Hidup	-	0,00
	Gaya Rem	-	235
	Beban Angin	113,47	-
3	Aksi Lain (gempa)		
	Eq struktur Atas	809,28	227,12
	Eq Abutment	436,66	436,66
	Tekanan Tanah Dinamis	-	644,48

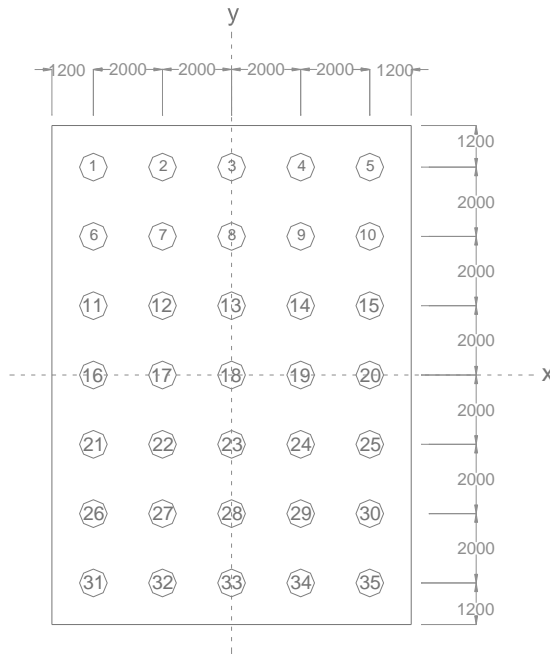
Tabel 9.9 Momen ultimate yang terjadi pada center poer

No	Uraian	Mx	My
		t.m	t.m
1	Beban tetap		
	Struktur atas	-	0,00
	Abutment	-	-168,12
	Tekanan tanah aktif 1	-	60,42
	Tekanan tanah aktif 2	-	12,22
2	Aksi Transien		
	Beban Hidup	-	0,00
	Gaya Rem	-	423
	Beban Angin	136,17	-
3	Aksi Lain (gempa)		
	Eq struktur Atas	227,12	809,28
	Eq Abutment	436,66	436,66
	Tekanan Tanah Dinamis	0	805,60

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung pondasi memakai momen ultimate. Berikut kombinasi bebannya :

Tabel 9.10 Kombinasi beban untuk pondasi Abutment

Uraian	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4
	DL + LL + Ta	DL + LL + Ta + Tew	DL+LL+Ta +Eqx+30%Eqy	DL+LL+Ta +30%Eqx+Eqy
Hx (m)	88,55	88,55	618,54	414,70
Hy (m)	0,00	18,91	529,99	326,16
V (m)	2649,89	2649,89	2649,89	2649,89
Mx (t.m)	0,00	136,17	1037,56	1445,07
My (t.m)	327,41	327,41	2578,08	1606,65



Gambar 9.4 Konfigurasi tiang Bor Pile Abutment

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut di atas, maka beban yang diterima per tiang dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Dimana,

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (KN)

V = Total gaya aksial (KN)

n = Jumlah tiang Bor Pile (buah)

M_x = Momen sumbu x (ton.m)

M_y = Momen sumbu y (ton.m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 9.11 Kemampuan gaya aksial per tiang

Gaya Aksial	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4
Pmaks (t)	80,3882	81,847	123,6575	151,427
Pmin (t)	71,0338	69,575	27,76458	41,2829

Dari hasil gaya aksial yang terjadi pada tiang Bor Pile abutment didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima 1 tiang Bor Pile adalah sebesar 151,43 ton.

9.3.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang Bor Pile yang berdiameter 0,8 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *Kazuto Nakazawa*.

$$\begin{aligned} R_u &= 1/n (R_p + R_f) \\ &= 1/n [(q_d \cdot A) + (U \cdot \sum l_i \cdot f_i)] \end{aligned}$$

Dimana,

R_a = Daya dukung tanah yang diizinkan (ton)

n = Faktor Keamanan

R_p = Daya dukung terpusat tiang (ton)

q_d = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A = Luas ujung tiang (m^2)

U = Panjang keliling tiang (m)

l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

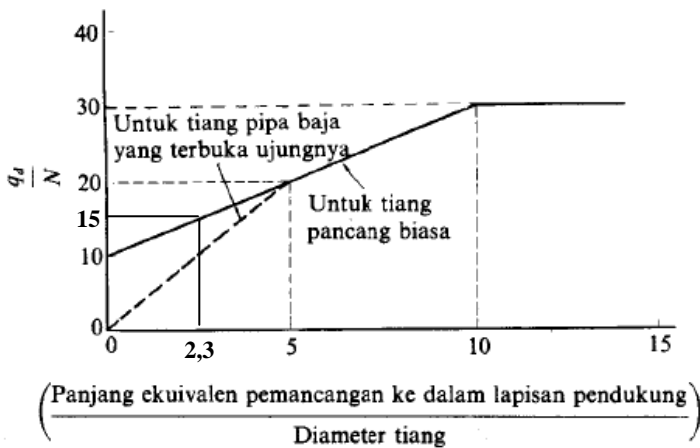
f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^3)

1. Perhitungan daya dukung tiang pada kedalaman 22 m

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 60 + (60 + 44 + 27 + 50)/4 \\
 &= (60 + 45,25)/2 \\
 &= 52,63
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menemukan panjang ekivalensi penetrasi pada lapisan pendukung (didapat pada data tanah SPT). Didapatkan L (panjang ekivalensi ke dalam lapisan pendukung) yaitu 1,8 m, $L/D = 1,8 / 0,8 = 2,3$



Gambar 9.5 Diagram daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

2. Menghitung R_p (Daya dukung terpusat tiang)

$$\begin{aligned}
 q_d/N &= 15 \\
 q_d &= 60 \times 15 \\
 &= 900,0 \text{ ton/m}^2 \\
 R_p &= q_d \cdot A \\
 &= 900,0 \times (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2) \\
 &= 452,39 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung Rf (Gaya geser dinding tiang)

Tabel 9.12 Perhitungan gaya geser dinding tiang

Depth (m)	Kind of Soil	N Average	f_i (t/m ²)	$f_i \times l_i$ (t/m)	$\Sigma(f_i \times l_i)$ (t/m)
0,00	Sand clay : Lempung Kepasiran Coklat Kemerahan, Liat, Plastis, Lunak Lepas	0	0	0	0
-2,00		19	9,5	19,00	19,00
-4,00		20	10,0	20,00	39,00
-6,00	Sand & Silt : Lanau, Lempung Kepasiran, Abu-abu Hitam, Padat Lepas	17	8,5	17,00	56,00
-8,00		11	5,5	11,00	67,00
-10,00		16	8,0	16,00	83,00
-12,00	Sand : Pasir, Kelempungan, Abu-abu Hitam, Sangat Padat, Lepas	9	4,5	9,00	92,00
-14,00		16	8,0	16,00	108,00
-16,00		50	12,0	24,00	132,00
-18,00		27	12,0	24,00	156,00
-20,00		44	12,0	24,00	180,00
-22,00		60	12,0	24,00	204,00
-24,00		60	12,0	24,00	204,00
-26,00		60	12,0	24,00	204,00
-28,00		60	12,0	24,00	204,00
-30,00		60	12,0	24,00	204,00

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \cdot \Sigma l_i \cdot f_i \\
 &= \pi \times 0,8 \times 204,00 \\
 &= 512,45 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/3 (R_p + R_f) \\
 &= 312,61 \text{ ton (Beban Tetap)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/2 (R_p + R_f) \\
 &= 482,42 \text{ ton (Beban Sementara)}
 \end{aligned}$$

$Pu_{\max} = 284,63 \text{ ton}$ (output SAP2000)

9.3.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Bor Pile

Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\eta = \frac{2[(m-1).s + (n-1).s] + \pi D}{\pi D.m.n}$$

Dimana :

η = koefisien efisiensi kelompok tiang Bor Pile

D = diameter tiang Bor Pile (m)

s = jarak antar tiang (m)

m = jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\eta = \frac{2[(m-1).s + (n-1).s] + \pi D}{\pi D.m.n}$$

$\eta = 0,483$

P_{ijin} tiang Bor Pile $\varnothing 0,8 \text{ m}$ pada kedalaman 22 m yaitu :

P_{ijin} tetap = 151 ton

P_{ijin} sementara = 233 ton

9.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Bor Pile

1. Kontrol terhadap gaya aksial vertikal

- Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 0,33 \times f'_c \\ &= 0,33 \times 30 \\ &= 9,9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol, $F > P_{maks}$

$$\begin{aligned}F &= \sigma_b \times A \\ &= 9,9 \times (1/4 \times 3,14 \times 800^2) \\ &= 4.976.283 \text{ N} \\ &= 497,63 \text{ ton} > 151 \text{ ton} \rightarrow \textbf{Memenuhi}\end{aligned}$$

- Berdasarkan daya dukung tanah

$$\begin{aligned}P_{ijin} \text{ tetap} &> P_{maks} \\ 151 \text{ ton} &\geq 151 \text{ ton} \rightarrow \textbf{Mmenuhi}\end{aligned}$$

$P_{ijin} \text{ sementara} > P_{maks}$

233 ton > 151 ton → ***Mmenuhi***

2. Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya-gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : tekanan tanah dinamis akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa E_{qx} (Struktur atas + abutment)+Beban 30% akibat gempa E_{qy} (Struktur atas + abutment)

$$\begin{aligned} H_x &= 168,27 + 32,63 + 376,95 + (0,30 \times 183,69) \\ &= 632,95 \text{ ton} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horisontal (H_y) diperoleh dari Beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa e_{qx} (Struktur atas + abutment)+100% akibat gempa e_{qy} (Struktur atas + abutment)

$$\begin{aligned} H_y &= 0,30 \times 376,95 + 183,69 \\ &= 296,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

Gaya horizontal diambil yang terbesar dari gaya horizontal (H_x) dan (H_y) yaitu 632,95 ton. Gaya Horizontal untuk 1 tiang yaitu $632,95 / 35$ adalah 18,08 ton

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang.

$$\begin{aligned} k &= 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \\ &= 11,02 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_0 &= \text{modulus deformasi tanah pondasi (28N, nilai N diambil } N_{SPT} \text{ rata-rata sampai pada kedalaman tiang Bor Pile masuk dalam tanah)} \\ &= 28 \cdot N \\ &= 1473,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 4 \sqrt{\frac{kx D}{4x E x I}} \\ &= 0,0045 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (modulus elastisitas beton tiang)} \\ &= 25742,96 \text{ N/mm}^2 = 257429,6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \pi/64 \cdot D^4 \text{ (momen inersia penampang)} \\ &= 2.009.600 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$y = 1,00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\delta a &= 1,00 \text{ cm} \\ l_m &= \pi/2\beta \text{ (Panjang penjepitan untuk tiang yang kepala tiang} \\ &\text{tidak berputar dan tenggelam ke tanah)} \\ &= 345,77 \text{ cm} = 3,5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_a &= \frac{k.D.\delta}{\beta} \\ &= (8,13 \cdot 120 \cdot 1) / 0,0031 \\ &= 194.008,83 \text{ kg/tiang} \\ &= 194,01 \text{ ton/tiang}\end{aligned}$$

Kontrol Hijin > H 1 tiang

Hijin untuk SF = 3

$$\begin{aligned}H_a / 3 &= 194,01 / 3 \\ &= 64,67 \text{ ton} > 18,08 \text{ ton} \rightarrow \textbf{Memenuhi}\end{aligned}$$

Hijin untuk SF = 2

$$\begin{aligned}H_a / 2 &= 194,01 / 2 \\ &= 97,00 \text{ ton} > 18,08 \text{ ton} \rightarrow \textbf{Memenuhi}\end{aligned}$$

9.4 Perencanaan Poer (*Pile Cap*)

Beban yang diterima pilcap adalah beban terpusat dari tiang dan beban merata dari berat pile cap dan urugan di atasnya

Data perencanaan :

$$\begin{aligned}f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\ f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 15000 \text{ mm} \\ d &= 75 \text{ mm} \\ d' &= 2000 - 75 \\ &= 1925 \text{ mm} \\ \emptyset &= 0,9\end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Tabel 9.13 Perhitungan momen poer

	Jarak terhadap center poer	Momen			
		Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4
		T.m	T.m	T.m	T.m
$\sum P1$	-4,0	-284,14	-289,97	-209,86	-2941,24
$\sum P2$	4,0	321,55	327,39	484,77	2896,82

Sehingga untuk perencanaan tulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 4. Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah :

$$\begin{aligned} Mu &= 2941,24 \text{ t.m} \\ &= 29.412.434.098,72 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Perhitungan tulangan utama

$$\begin{aligned} Mn &= Mu / \phi \\ &= 29.412.434.098,72 / 0,9 \\ &= 32.680.482.331,91 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= Mn / b.d^2 \\ &= 32.680.482.331,91 / 15000 \cdot 1425^2 \\ &= 1,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot f_c' / f_y \times \beta_1 (600/600+f_y) \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1}{4} f_y \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,025262 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 x f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0,85 x f_c'}} \right)$$

$$= 0,00281$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$, maka digunakan $\rho_{\min 2}$ yaitu $1 \frac{1}{3} \times \rho_{\text{perlu}}$

$$\begin{aligned}\rho_{\min 2} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 0,00375\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d' \\ &= 0,00375 \times 15000 \times 1425 \\ &= 44.070,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan **D32 – 200**

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{11000}{200} \pi (0,5 D^2) \\ &= 44.21,21 \text{ mm}^2, \rightarrow \textbf{Memenuhi}\end{aligned}$$

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}A_s &= 20\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 8.814,13 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan **D16 - 250**

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{11000}{200} \pi (0,5 D^2) \\ &= 8.842,24 \text{ mm}^2, \rightarrow \textbf{Memenuhi}\end{aligned}$$

- Kontrol geser ponds

$$\begin{aligned}b_w &= \text{keliling Bor Pile} + \text{tebal poer} \\ &= 4012 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d' \\ &= 5.218.974 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= P_{\max}/0,75 \\ &= 200,423 \text{ ton} \\ &= 2.004.229 \text{ N} < V_c \rightarrow \textbf{Tebal Poer Memenuhi}\end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$\begin{aligned}V_u &= 735,31 \text{ ton} \\ &= 7.353.109 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 34.302.600 \text{ N}$$

$$\emptyset.V_c = 30.872.340 \text{ N}$$

Kontrol, $V_u \leq \emptyset.V_c \rightarrow$ ***Kehancuran badan tidak terjadi***

$$\beta_1 = d/2000$$

$$= 0,713 \leq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times d (A_{st} \times f_c' / b_w \times d)^{0,5}$$

$$= 1.958.881,48$$

$$= 195,89 \text{ ton}$$

$$V_{u_{min}} = V_{uc} + 0,6 \times b_w \times d$$

$$= 205,29 \text{ ton}$$

$$V_{u_{min}} \times \emptyset = 184,76 \text{ ton}$$

Kontrol, $V_{u_{min}} \times \emptyset > V_u \rightarrow$ ***Perlu Tulangan Geser***

$$V_{us} = V_u / \emptyset - V_{uc}$$

$$= 621,124 \text{ ton, Gaya geser per meter lebar}$$

- Perhitungan tulangan geser

Diasumsikan jarak tulangan yaitu 150 mm

$$A_{sv} = (V_{uc} \times s) / (f_y \times d)$$

$$= 528,7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D29 – 150**

$$A_{spakai} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 660,2 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

9.5 Perencanaan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut ini analisis perencanaan dinding abutment.

9.5.1 Analisa Pembebanan Dinding Abutment

Analisis pembebanan dinding abutment dengan beban yang bekerja adalah berat sendiri, beban rem dan beban gempa.

Tabel 9.14 Perhitungan Gaya dan Momen pada dinding Abutment

Gaya yang bekerja	Beban ton	Faktor Beban	Beban Ultimate ton	1,3 DL+1,8LL+1,25 TA			1,3 DL+1,8 LL+1,25 TA+EQ		
				Vu	I	Mu	Vu	I	Mu
			ton	ton	m	t.m	ton	m	t.m
Berat Struktur atas	516,97	1,1	568,67	568,67	0,00	0,00	568,67	0,00	0,00
UDL	292,66	1,8	526,79	526,79	0,00	0,00	526,79	0,00	0,00
KEL x (1+DLA)	5,67	1,8	10,20	10,20	0,00	0,00	10,20	0,00	0,00
Abutment	1050,00	1,3	1412,78	1412,78	-0,12	-168,12	1412,78	-0,12	-168,12
Ta ₁	13,75	1,25	17,19	17,19	0,80	13,75	17,19	0,80	13,75
Ta ₂	2,29	1,25	2,87	2,87	1,95	5,59	2,87	1,95	5,59
Rem	32,63	1,8	58,73	58,73	5,70	334,78	58,73	5,70	334,78
Gempa Struktur									
Bangunan atas	76,79	1	76,79				76,79	0,00	0,00
Abutment	147,00	1	152,15				152,15	-0,12	-18,11
TOTAL				2597,22		186,01	2826,16		167,90

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1 (1,3DL + 1,8LL + 1,25TA). Momen yang dipakai untuk perencanaan adalah 186,01 ton.m.

9.5.2 Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 186,01 \text{ ton.m} \\
 &= 1.860.054.615,09 \text{ N.mm} \\
 f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 h &= 1400 \text{ mm} \\
 b &= 15000 \text{ mm} \\
 d' &= 75 \text{ mm} \\
 d &= 1400 - 75 \\
 &= 1325 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 0,9 \\
 \beta_1 &= 0,85
 \end{aligned}$$

- Perhitungan tulangan utama

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 1.860.054.615,09 / 0,9 \\
 &= 2.066.727.350 \text{ N.mm} \\
 R_n &= M_n / b.d^2 \\
 &= 2.066.727.350 / 15000 \cdot 1425^2 \\
 &= 1,177 \\
 \rho_b &= 0,85 \cdot f_c' / f_y \times \beta_1 (600/600+f_y) \\
 &= 0,034 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1}{4} f_y \\
 &= 0,0036 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,025262
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 x f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 x f_c'}} \right) \\
 &= 0,000309
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min 2} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\
 &= 0,00412
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00412 \times 15000 \times 1425 \\
 &= 81.905,81 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan **D32 – 150**

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{pakai}} &= \frac{14000}{150} \pi (0,5 D^2) \\
 &= 75.063,12 \text{ mm}^2 \rightarrow \textbf{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2.773,24 \text{ ton} \\
 &= 27.732,399.17 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{u_{\max}} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 119.700.000 \text{ N}$$

$$\phi.V_c = 107.730.000 \text{ N}$$

Kontrol, $V_u \leq \phi.V_c \rightarrow$ **Kehancuran badan tidak terjadi**

$$\beta_1 = d/2000$$

$$= 0,663 \leq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times d (A_{st} \times f_c' / b_w \times d)^{0,5}$$

$$= 4.629.749 \text{ N}$$

$$= 462,97 \text{ ton}$$

$$V_{u_{\min}} = V_{uc} + 0,6 \times b_w \times d$$

$$= 474,9 \text{ ton}$$

$$V_{u_{\min}} \times \phi = 427,41 \text{ ton}$$

Kontrol, $V_{u_{\min}} \times \phi < V_u \rightarrow$ **Perlu tulangan geser**

- Perhitungan tulangan geser

Diasumsikan jarak tulangan yaitu 100 mm

$$A_{sv} = (V_{uc} \times s) / (f_y \times d)$$

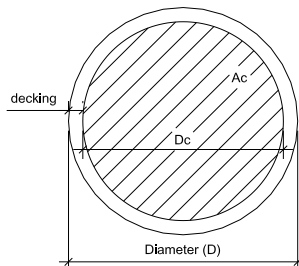
$$= 797,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D32 – 100**

$$A_{spakai} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

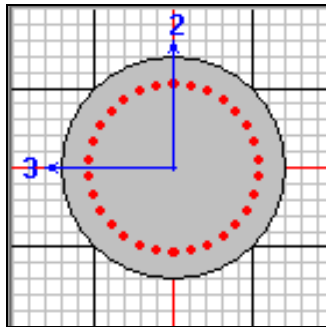
9.6 Penulangan Pondasi Bored Pile Abutment



Gambar 9.6 Penampang Tiang Bored Pile

Pada penulangan Tiang Pondasi Abutment menggunakan program SAP2000. Dengan memasukkan data sebagai berikut :

f_c' = 30 Mpa
 f_y = 390 Mpa
 Diameter = 800 mm
 Tulangan = 30 D25 (Utama), Ø12 –100 mm (spiral)
 Selimut = 75 mm



Gambar 9.7 Penampang Bore pile Ø800 mm dari SAP2000

a. Perhitungan Tulangan Utama

Hasil Output SAP2000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3				
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3
	14671.658	2090676.445	-133342977	-1357157065

Gambar 9.8 Hasil output kebutuhan tulangan utama Bore Pile dari SAP2000

Kebutuhan tulangan = 14671,658 mm²
 Desain tulangan = $30 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
 = $30 \times 0,25 \times 3,14 \times 25^2$
 = 14718,75 mm²

14718,75 mm² > 14671,658 mm² **Memenuhi**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Hasil Output SAP2000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3					Units	N, mm, C
				Rebar		Shear
				Av/s		Uu
Major Shear(U2)				0.988	631293.732	
Minor Shear(U3)				0.000		0.000

Gambar 9.9 Hasil output kebutuhan tulangan geser Bore Pile dari SAP2000

Kebutuhan tulangan = $0,988 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Tulangan geser (A_v) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times 3,14 \times 12^2$
 $= 113,04 \text{ mm}^2$

Diambil jarak (s) = 100 mm

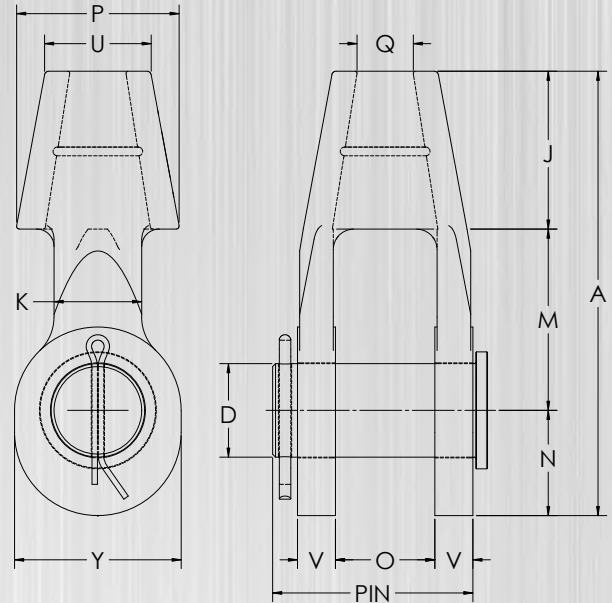
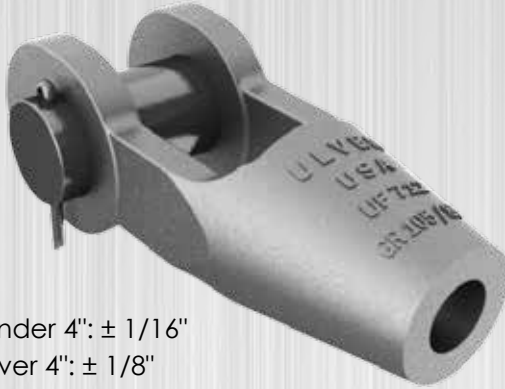
Desain tulangan (A_v/s) = $113,04 / 100$
 $= 1,1304 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$1,1304 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0,988 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots \text{Memenuhi}$

OPEN STRAND SOCKETS

Material Specification

- Sockets are ASTM A148 Grade 105/85
- All sockets are magnetic particle inspected at critical areas and proof tested on special order



Tolerances

- Dimensions under 4": $\pm 1/16"$
- Dimensions over 4": $\pm 1/8"$
- O dimensions: $\pm 1/16"$
- Q (smaller sizes): $\pm 1/32"$
- D: $+0 - 1/32"$

Note: This drawing illustrates one groove used on sockets 1/2" and smaller. Sizes 9/16" – 1 1/2" have two grooves; sizes 1 5/8" and larger have three grooves. Cast Sockets are available for use in extreme temperatures; these must be special ordered.

Part #	Strand Diameter (in.)	Dimensions (in.)											Pin Length (in.)	Pin Diameter (in.)	Cotter Pin Size	Weight each (lbs.)
		A	J	K	M	N	O	P	Q	U	V	Y				
701	1/2	6 5/8	2 7/8	1 1/4	2 1/2	1 1/4	1 1/4	2 1/2	3/4	1 1/2	5/8	2	3 1/16	1 3/16	1/4	4.5
702	9/16 - 5/8	7 3/4	3 9/16	1 1/2	2 3/4	1 7/16	1 1/2	3	13/16	1 7/8	3/4	2 1/2	3 5/8	1 3/8	1/4	6.7
703	11/16 - 3/4	9	4 5/16	1 3/4	3	1 11/16	1 3/4	3 3/8	15/16	2	13/16	2 3/4	4	1 5/8	1/4	10.2
704	13/16 - 7/8	10 3/8	4 7/8	2	3 1/2	2	2	3 3/4	1 1/16	2 1/8	7/8	3 1/4	4 3/8	2	1/4	14.3
705	15/16 - 1	12	5 5/8	2 1/4	4	2 3/8	2 3/8	4	1 1/4	2 3/8	7/8	3 3/4	4 3/4	2 1/4	3/8	19
706	1 1/16 - 1 1/8	12 1/2	5 1/4	2 1/2	4 1/2	2 3/4	2 1/2	4 1/4	1 1/2	2 1/2	15/16	4 1/4	5 1/4	2 1/2	3/8	25
707	1 3/16 - 1 1/4	13 5/8	5 1/2	2 3/4	5	3 1/8	3	4 3/4	1 5/8	2 3/4	1	4 3/4	5 7/8	2 3/4	3/8	32
708	1 5/16 - 1 3/8	14 5/8	5 5/8	3 1/4	5 1/2	3 1/2	3 1/4	4 3/4	1 7/8	3	1 1/8	5 5/8	6	3	1/2	40
709	1 7/16 - 1 5/8	16 5/8	6 1/8	3 1/2	6 1/2	4	3 3/4	5 7/8	2	4	1 1/4	6 1/4	7	3 1/2	1/2	71
710	1 11/16 - 1 3/4	17	6	3 5/8	7	4	4 1/8	6 5/8	2 1/4	4	1 1/2	6 1/4	8 3/8	3 3/4	1/2	92
711	1 13/16 - 1 7/8	19	6 3/4	3 3/4	7 3/4	4 1/2	4 1/4	7	2 3/8	4 1/2	1 5/8	7 1/8	8 5/8	4	1/2	111
712	1 15/16 - 2	21 1/4	7	3 7/8	9 1/2	4 3/4	4 5/8	7 3/8	2 1/2	4 3/4	1 1/2	7 1/2	8 7/8	4 1/4	1/2	138
713	2 1/16 - 2 1/8	22 1/2	7 3/4	3 7/8	10	4 3/4	4 1/2	7 1/2	2 1/2	4 3/4	2	7 1/2	9 5/8	4 1/2	1/2	161
714	2 3/16 - 2 1/4	24 1/8	7 7/8	4	11	5 1/4	5	8 1/2	2 5/8	5 1/2	2	8	10 1/4	4 3/4	5/8	196
715	2 5/16 - 2 3/8	24 3/4	8 1/4	4 1/2	11	5 1/2	5 1/4	8 5/8	2 3/4	6	2 1/8	8 1/2	10 3/4	5	5/8	231
716	2 7/16 - 2 9/16	26 1/4	8 1/2	5	12	5 3/4	5 1/2	9 3/8	3	6 1/2	2 1/4	9	11 1/4	5 1/4	5/8	261
717	2 5/8 - 2 3/4	27 5/8	9	5 1/4	12 1/4	6 3/8	6	10 1/8	3 1/4	6 1/2	2 1/2	10	12 1/4	5 3/4	5/8	320
718	2 7/8 - 3	29 3/4	10	5 5/8	13	6 3/4	6 1/2	11	3 3/8	7	2 1/2	10 1/2	12 1/2	6	5/8	392
719	3 1/8 - 3 1/4	31 1/2	10 1/2	6 1/8	13 1/4	7 3/4	6 3/4	11 3/4	3 3/4	7 1/2	2 3/4	11 1/4	13 1/2	6 1/2	5/8	433
720	3 3/8 - 3 1/2	32 3/4	10 3/4	6 3/8	13 3/4	8 1/4	7 1/4	12 3/4	4	8	3	11 3/4	14 5/8	6 3/4	5/8	582
721	3 5/8 - 3 3/4	33 1/2	11	6 3/4	14	8 1/2	7 3/4	13 1/2	4 1/4	8 1/2	3 3/8	12 1/4	15 1/2	7	5/8	677
722	3 7/8 - 4	34 1/2	11 1/4	7	14 1/4	9	8	14 1/4	4 1/2	8 3/4	3 1/2	12 3/4	16 3/8	7 1/4	3/4	755
723	4 1/8 - 4 3/8	35	11 3/4	7 1/2	14 3/4	8 1/2	8 1/4	13 3/4	5 1/4	9 1/2	2 3/4	12 3/4	15 1/8	7 1/4	3/4	660
724	4 1/2 - 4 3/4	37	12 1/2	8	15 1/2	9	8 1/2	14 1/2	5 3/4	10 1/2	3	13 1/2	15 7/8	7 1/2	3/4	778
725	4 7/8 - 5 1/8	40 1/4	13 3/4	9	16 1/2	10	8 3/4	14 3/4	6 1/4	12	3	14 3/4	16 1/8	8	3/4	947
726	5 1/4 - 5 1/2	43 1/2	15	10	17 1/4	11 1/4	9	15	6 1/2	13	3	16 1/2	16 3/8	8 1/2	3/4	1130

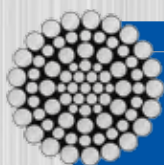
AN ULVEN COMPANY

HOUSTON STRUCTURES INC

P.O. Box 434 • 2310 Industrial Avenue • Hubbard, OR 97032

Main: 503-651-3174 • Fax: 503-982-9744 • www.ulvencompanies.com

Galvanized Structural Strand (ASTM A586)



Strand Diameter (in.)	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lbs.					
	Grade 1			Grade 2	Approx. Metallic Area (sq. in.)	Approx. wt/ft (lbs.)
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout		
1/2	15.0	14.5	14.2	17.3	0.15	0.52
9/16	19.0	18.4	18.0	21.9	0.19	0.66
5/8	24.0	23.3	22.8	27.6	0.23	0.82
11/16	29.0	28.1	27.5	33.4	0.28	0.99
3/4	34.0	33.0	32.3	39.1	0.34	1.2
13/16	40.0	38.8	38.0	46.0	0.40	1.4
7/8	46.0	44.6	43.7	52.9	0.46	1.6
15/16	54.0	52.4	51.3	62.1	0.53	1.9
1	61.0	59.2	57.9	70.2	0.60	2.1
1 1/16	69.0	66.9	65.5	79.4	0.68	2.4
1 1/8	78.0	75.7	74.1	89.7	0.76	2.7
1 3/16	86.0	83.4	81.7	98.9	0.85	3.0
1 1/4	96.0	94.1	92.2	110	0.94	3.3
1 5/16	106.0	104.0	102.0	122	1.0	3.6
1 3/8	116.0	114.0	111.0	133	1.1	4.0
1 7/16	126.0	123.0	121.0	145	1.2	4.3
1 1/2	138.0	135.0	132.0	159	1.4	4.7
1 9/16	150.0	147.0	144.0	173	1.5	5.1
1 5/8	162.0	159.0	155.0	186	1.6	5.6
1 11/16	176.0	172.0	169.0	202	1.7	6
1 3/4	188.0	184.0	180.0	216	1.8	6.4
1 13/16	202.0	198.0	194.0	232	2.0	7.0
1 7/8	216.0	212.0	207.0	248	2.1	7.4
1 15/16	230.0	226.0	221.0	265	2.3	7.9
2	245.0	241.0	238.0	282	2.4	8.4
2 1/16	261.0	257.0	253.0	300	2.6	8.9
2 1/8	277.0	273.0	269.0	319	2.7	9.5
2 3/16	293.0	289.0	284.0	337	2.9	10
2 1/4	310.0	305.0	301.0	357	3.0	11
2 5/16	327.0	322.0	317.0	376	3.2	11
2 3/8	344.0	339.0	334.0	396	3.4	12
2 7/16	360.0	355.0	349.0	414	3.6	12
2 1/2	376.0	370.0	365.0	432	3.8	13
2 9/16	392.0	386.0	380.0	451	3.9	14
2 5/8	417.0	411.0	404.0	480	4.1	14
2 11/16	432.0	425.0	419.0	497	4.3	15
2 3/4	452.0	445.0	438.0	520	4.5	16
2 7/8	494.0	486.0	479.0	568	5.0	17
3	539.0	530.0	522.0	619	5.4	19
3 1/8	584.0	575.0	566.0	672	5.9	21
3 1/4	625.0	616.0	606.0	719	6.3	22
3 3/5	673.0	663.0	653.0	774	6.8	24
3 1/2	724.0	714.0	702.0	833	7.4	26
3 5/8	768.0	757.0	745.0	883	7.9	28
3 3/4	822.0	810.0	797.0	945	8.4	30
3 7/8	878.0	865.0	852.0	1010	9.0	32
4	925.0	911.0	897.0	1060	9.6	34

AN ULVEN COMPANY

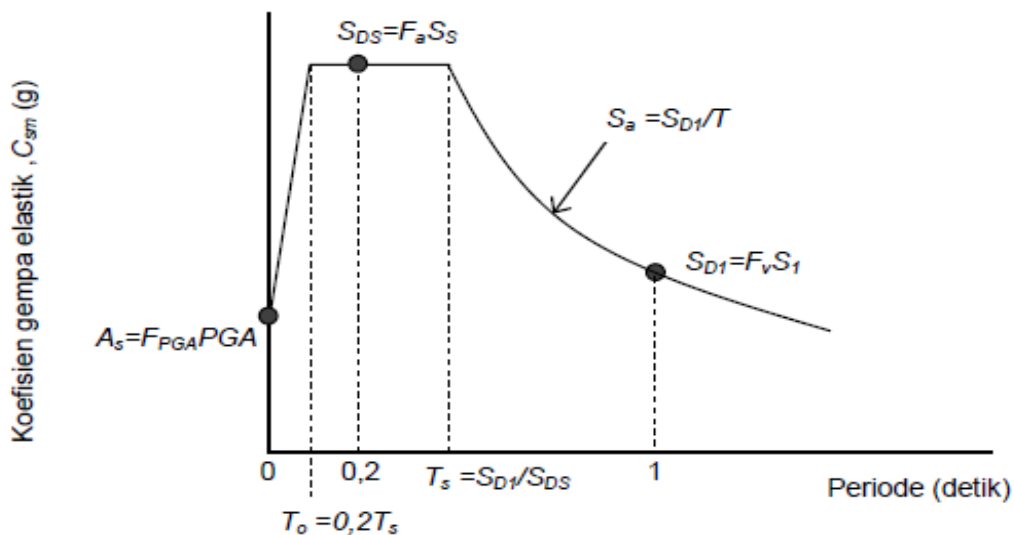
HOUSTON STRUCTURES INC

P.O. Box 434 • 2310 Industrial Avenue • Hubbard, OR 97032
Main: 503-651-3174 • Fax: 503-982-9744 • www.ulvencompanies.com

Perhitungan Gempa dengan SNI 2013

Ss (Percepatan Batuan dasar Pada Perioda Pendek)	0.7
S1 (Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 Detik)	0.25
Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa)	1.3
Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (Fv)	3
Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek,SDS = Fa x Ss	0.910
Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik,SD1 =Fv x S1	0.75
F _{PGA} = 1.3	
PGA = 0.3	
As = F _{PGA} x PGA =	0.39
Ts = S _{D1} /S _{DS} =	0.8242
T ₀ = 0,2 x Ts =	0.1648

1. Untuk Perioda Yang Lebih Kecil dari To, $C_{sm} = (SDS - As)T/T_0 + As$
2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan To dan dari atau sama dengan Ts, $C_{sm} = SDS$
3. Untuk Perioda Lebih besar dari Ts, $C_{sm} = SD1/T$

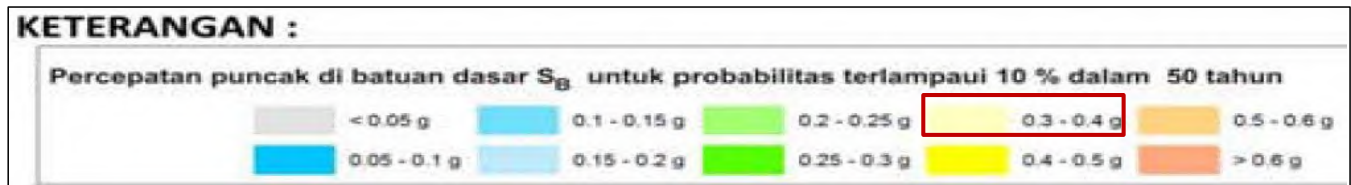


Gambar 7 - Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas 10% dalam 50 tahun



PGA 0.3



Peta Respon spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



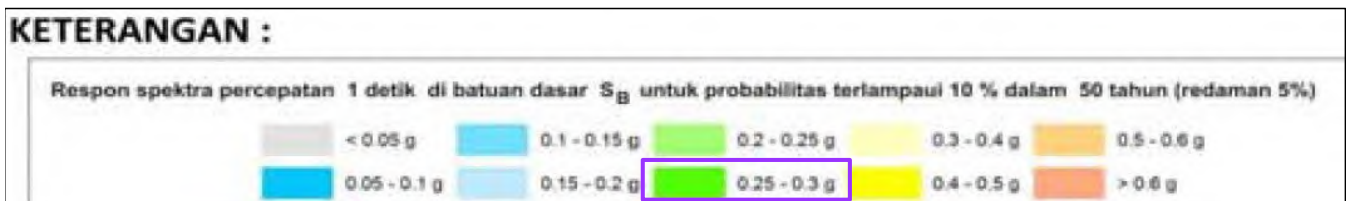
S_s 0.7



Peta Respon spectra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



S_1 0.25



Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 1 atau Gambar 4).

S_s adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2 atau Gambar 5).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

S_1 adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

T (detik)	T (detik)	Csm (g)
0	0	0.390
To	0.165	0.910
Ts	0.824	0.910
Ts+0,1	0.924	0.812
Ts+0,2	1.024	0.732
Ts+0,3	1.124	0.667
Ts+0,4	1.224	0.613
Ts+0,5	1.324	0.566
Ts+0,6	1.424	0.527
Ts+0,7	1.524	0.492
Ts+0,8	1.624	0.462
Ts+0,9	1.724	0.435
Ts+1,0	1.824	0.411
Ts+1,1	1.924	0.390
Ts+1,2	2.024	0.371
Ts+1,3	2.124	0.353
Ts+1,4	2.224	0.337
Ts+1,5	2.324	0.323
Ts+1,6	2.424	0.309
Ts+1,7	2.524	0.297
Ts+1,8	2.624	0.286
Ts+1,9	2.724	0.275
Ts+2,0	2.824	0.266
Ts+2,1	2.924	0.256
Ts+2,2	3.024	0.248
Ts+2,3	3.124	0.240
Ts+2,4	3.224	0.233
Ts+2,5	3.324	0.226
Ts+2,6	3.424	0.219
Ts+2,7	3.524	0.213
Ts+2,8	3.624	0.207
Ts+2,9	3.724	0.201
Ts+3,0	3.824	0.196

Gaya-gaya yang terjadi pada Gelagar Melintang dan Memanjang

Gelagar Melintang

Profil 933.423.24.42,7

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	906.48	61622.85	185791.3	7.63	132117.2	201503.7
Min	-65406.6	-60031.1	-178642	-7.63	-127372	-66670.1

Gelagar Memanjang

Profil 450.200.8.12

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	201148.7	11813.26	0	0.75	0	14767.59
Min	-33098.5	-11813.3	0	-0.75	0	-4.6E-12

Gaya-gaya yang terjadi pada profil WF 400.200.7.11

Batang Pengaku Horizontal

Profil 400.200.7.11

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	46536.06	1143.99	46.67	6.29	273.05	2583.65
Min	-17148.7	-1143.99	-46.68	-6.29	-273.05	-5651.25

Batang Vertikal dan Diagonal

Profil 400.200.7.11

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	42693.71	0	0	9.57	0	0
Min	-103933	0	0	-9.57	0	0

Gaya - gaya yang terjadi pada Portal Akhir

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
310	Max	54245.29	8062.08	15124.41	74.9	21467.99	27404.66
310	Min	-114667	-17542.3	875.12	-58.27	-20277.3	-66679.7
311	Max	54850.93	6656.87	-886.45	54.97	19862.01	24101.5
311	Min	-114341	-16571.8	-14855.5	-73.84	-21140.9	-61839.7
312	Max	57821.74	17542.3	14997.41	58.27	21391.85	66679.68
312	Min	-116440	-8062.08	875.12	-75.65	-20002.9	-27404.6
313	Max	57304.66	16571.77	-886.45	73.04	19966.72	61839.76
313	Min	-116795	-6656.89	-14968.3	-54.97	-21347.5	-24101.6

Gaya - gaya yang terjadi pada struktur busur

Profil 400.400.13.24

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-99469.2	2274.23	6749.5	21.63	16831.55	13007.24
Min	-569765	-2274.22	-6735.06	-21.63	-16796	-13007.2

Profil 400.400.18.28

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-506819	3.78E-14	617.23	9.31	1.59E-12	5.14E-14
Min	-818717	-3.8E-14	-617.23	-9.31	-839.84	0

Profil 400.400.20.35

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-685785	4.57E-14	746.93	5.03	5.98E-13	6.05E-14
Min	-998446	-4.6E-14	-746.93	-5.03	-988.58	0

Profil 400.400.30.50

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-764319	6.48E-14	1057.79	63.81	1.79E-12	9.09E-14
Min	-1314571	-6.5E-14	-1057.79	-63.81	-1484.26	0

Profil 400.400.45.70

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-1217462	9355.93	5850.28	991.86	5683.66	51637.28
Min	-1497456	-9355.93	1965.43	-991.86	-19382.1	-51637.3

Gaya-gaya yang terjadi pada Batang Tarik (Tepi)

Profil 400.400.20.35

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	901000.9	4.57E-14	746.93	34.11	2.06E-12	5.72E-14
Min	495820.6	-4.6E-14	-746.93	-34.11	-933.66	0

Profil 400.400.30.50

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	1066824	35559.7	7560.32	43.34	11162.05	93864.64
Min	835830.4	-35192.7	-7543.29	-40.8	-21467.7	-92084.5

Gaya-gaya yang terjadi pada Ikatan Angin dan Bracing

Ikatan Angin Busur Atas

Profil 2L 200 200 20

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	-46351.8	498.39	6.1E-14	23.87	0	0
Min	-95731.9	-498.39	-6.1E-14	-23.87	-1.2E-13	-958.93

Ikatan Angin Busur Atas

Profil 2L 150 150 12

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	77935.11	225.67	2.76E-14	2.95	0	7.97E-13
Min	-78052.5	-225.67	-2.8E-14	-2.95	-5.6E-14	-457.38

Ikatan Angin Busur Bawah

Profil 2L 150 150 12

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	27365.6	225.67	2.76E-14	4.33	0	7.97E-13
Min	-27384.3	-225.67	-2.8E-14	-4.33	-5.5E-14	-450.79

BRACING

Profil L 200 200 20

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	167705.3	204.54	2.51E-14	1.57	0	9.81E-14
Min	2052.04	-204.54	-2.5E-14	-1.57	-4.8E-14	-393.51

BRACING

Profil L 200 200 20

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Max	19239.18	228.99	66.6	47.05	411.74	482.67
Min	-9825.25	-270.03	-66.6	-47.05	-411.74	-411.17

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
17	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Max	38.086	142.361	783.519
17	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Min	-38.053	128.458	749.098
17	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Max	17.229	151.473	897.844
17	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Min	15.300	150.697	892.740
17	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Max	-16.246	143.609	799.649
17	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Min	-17.318	143.178	796.813
17	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Max	109.139	154.709	807.766
17	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Min	-109.107	116.110	724.852
17	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Max	39.534	126.704	780.602
17	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Min	38.462	126.273	777.766
19	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Max	38.086	-128.458	783.519
19	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Min	-38.053	-142.361	749.099
19	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Max	-73.998	-170.900	876.273
19	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Min	-75.927	-171.676	871.169
19	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Max	-15.279	-143.487	799.532
19	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Min	-16.351	-143.918	796.697
19	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Max	109.139	-116.110	807.766
19	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Min	-109.107	-154.709	724.852
19	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Max	-71.060	-150.157	754.851
19	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Min	-72.132	-150.588	752.016
289	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Max	0.000	139.813	780.915
289	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Min	0.000	131.007	751.693
289	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Max	0.000	150.397	892.242
289	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Min	0.000	149.621	887.139
289	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Max	0.000	140.853	799.528
289	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Min	0.000	140.422	796.692
289	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Max	0.000	146.626	798.525
289	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Min	0.000	124.194	734.083
289	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Max	0.000	128.609	774.019
289	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Min	0.000	128.178	771.184
290	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Max	0.000	-131.007	780.915
290	B.MATI+ Gx +D - ULT	Combination	Min	0.000	-139.813	751.693
290	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Max	0.000	-160.941	881.859
290	B.MATI+ "D"+Rem+ANGIN=ULT	Combination	Min	0.000	-161.717	876.755
290	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Max	0.000	-140.113	799.644
290	B.MATI+ P. KAKI+D+Rem= ULT	Combination	Min	0.000	-140.544	796.809
290	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Max	0.000	-124.194	798.525
290	B.MATI+ Gy +D - ULT	Combination	Min	0.000	-146.626	734.083
290	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Max	0.000	-142.121	761.424
290	B.MATI+ ANGIN+D+Rem=ULT	Combination	Min	0.000	-142.552	758.589
SENDI			Max	109.139	154.709	897.844
			Min	-109.107	-171.676	724.852
ROL			Max	0.000	150.397	892.242
			Min	0.000	-161.717	734.083

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	MAX	-13.2882	26.7386	19.6097	4.241E-15	27.52382	46.17355
	MIN	-175.1056	-58.7628	-24.5423	0	-42.49029	-63.23645
2	MAX	-26.6485	26.3184	20.8621	6.158E-15	30.40836	46.6727
	MIN	-173.7266	-58.2677	-23.0798	0	-39.17952	-60.59153
3	MAX	-37.2144	24.5268	22.193	4.453E-15	33.59558	49.43799
	MIN	-169.9652	-56.6172	-21.6258	0	-35.83785	-51.543
4	MAX	-30.1354	24.0688	23.5328	4.463E-15	36.60685	44.59092
	MIN	-222.0265	-60.3609	-20.1596	0	-32.7206	-71.69063
5	MAX	-10.5762	35.2572	24.9151	8.244E-15	40.14722	43.92093
	MIN	-284.6268	-61.9339	-18.5364	-1.911E-14	-29.17056	-80.96089
40	MAX	-5.0872	18.9378	20.1382	6.566E-15	30.16932	49.06867
	MIN	-166.9046	-66.5636	-24.0138	0	-39.8448	-79.30538
41	MAX	-19.0228	18.5782	21.3729	5.801E-14	32.75417	49.63976
	MIN	-166.1009	-66.0079	-22.569	-2.531E-14	-36.83364	-76.31513
42	MAX	-30.6283	17.0702	22.6989	4.337E-15	35.67964	51.69387
	MIN	-163.3791	-64.0738	-21.1198	0	-33.75379	-65.7498
43	MAX	-24.8789	16.4524	24.0209	6.195E-15	38.88902	47.6753
	MIN	-216.7701	-67.9773	-19.6715	0	-30.43848	-86.77157
44	MAX	-9.2645	34.9789	25.4291	1.404E-14	42.78241	46.93302
	MIN	-282.3384	-69.5309	-18.0223	-1.473E-14	-26.53541	-96.29195
46	MAX	-11.0726	20.257	20.1239	6.171E-15	29.94266	48.59399
	MIN	-161.6133	-65.2279	-24.2631	0	-40.9921	-76.50331
47	MAX	-36.9701	19.9277	21.3391	4.596E-15	32.49511	49.19075
	MIN	-146.8771	-64.7049	-22.7819	0	-37.80304	-73.54824
48	MAX	-48.7678	18.2719	22.677	3.925E-15	35.49659	51.19475
	MIN	-161.903	-62.7933	-21.302	0	-34.51875	-63.16794
49	MAX	-42.5591	17.6376	24.0024	6.24E-15	38.71236	47.01612
	MIN	-216.9721	-66.9252	-19.8605	0	-31.29673	-85.24184
50	MAX	-14.151	34.8932	25.4529	2.152E-14	42.75327	46.33495
	MIN	-281.6459	-68.4028	-18.2303	-2.969E-14	-27.48332	-94.36846
52	MAX	-17.1749	21.5486	20.1232	3.061E-15	29.85323	48.14548
	MIN	-156.8559	-63.9059	-24.4622	0	-41.90344	-73.67962
56	MAX	-47.4953	21.1909	21.3233	4.297E-15	32.40112	48.73918
	MIN	-135.7799	-63.3719	-22.9248	0	-38.42707	-70.69936
57	MAX	-66.8728	19.4654	22.6588	3.234E-15	35.41456	50.6563
	MIN	-162.7623	-61.5481	-21.4245	0	-34.99505	-60.78366

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
58	MAX	-55.4335	18.8038	24.0045	5.865E-15	38.71542	46.46077
	MIN	-217.5494	-65.7174	-19.9799	0	-31.80513	-83.00739
59	MAX	-19.0435	34.879	25.4884	4.913E-14	42.86196	45.76756
	MIN	-281.5344	-67.2453	-18.3707	-6.174E-14	-28.10921	-92.28807
60	MAX	-22.8669	22.7924	20.0889	4.228E-15	29.6665	47.6713
	MIN	-152.4204	-62.603	-24.5683	0	-42.38862	-70.97282
61	MAX	-53.7533	22.4184	21.2795	3.128E-15	32.21481	48.25066
	MIN	-131.0829	-62.0788	-23.0127	0	-38.79418	-68.05547
62	MAX	-83.7313	20.6473	22.6042	3.234E-15	35.22916	50.11135
	MIN	-163.77	-60.3109	-21.5175	0	-35.32644	-58.43816
63	MAX	-61.2879	19.9677	23.9726	4.291E-15	38.58948	45.92708
	MIN	-218.3099	-64.4781	-20.0525	0	-32.09925	-80.6291
64	MAX	-23.9659	34.9015	25.4789	1.264E-14	42.79576	45.2368
	MIN	-281.7214	-66.0212	-18.4527	-2.357E-14	-28.4802	-89.92514
66	MAX	-19.9775	24.1338	19.9947	6.083E-15	29.24576	47.16668
	MIN	-159.6585	-61.3207	-24.5907	0	-42.5109	-68.39905
67	MAX	-50.0651	23.7502	21.1971	6.047E-15	31.87849	47.73455
	MIN	-138.3498	-60.8126	-23.0509	0	-38.94969	-65.5564
68	MAX	-69.0608	21.9356	22.5093	4.296E-15	34.88953	49.88813
	MIN	-164.9502	-59.0779	-21.5741	0	-35.52006	-56.11262
69	MAX	-57.1291	21.3146	23.8909	6.563E-15	38.24588	45.4096
	MIN	-219.2449	-63.2065	-20.0935	0	-32.27469	-78.11722
70	MAX	-19.3587	34.9564	25.3772	6.843E-14	42.3203	44.74082
	MIN	-282.172	-64.7365	-18.4819	-8.655E-14	-28.65081	-87.30089
71	MAX	-16.6162	25.4427	19.8279	6.05E-15	28.50846	46.64898
	MIN	-167.1569	-60.0422	-24.559	0	-42.4263	-65.86733
72	MAX	-42.084	25.0623	21.0655	4.237E-15	31.32059	47.1936
	MIN	-151.9909	-59.5703	-23.0555	0	-38.97753	-63.18636
73	MAX	-53.1499	23.226	22.3832	4.324E-15	34.39789	49.69631
	MIN	-166.285	-57.8392	-21.5958	0	-35.61743	-53.76449
74	MAX	-45.9973	22.6813	23.7492	4.659E-15	37.61603	44.93203
	MIN	-220.4102	-61.8814	-20.1137	0	-32.3931	-75.35338
75	MAX	-14.8841	35.061	25.1847	3.115E-14	41.41515	44.30213
	MIN	-283.027	-63.362	-18.4985	-4.857E-14	-28.82142	-84.27668

BAB X

PENUTUP

10.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan yang diperoleh dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Dimensi melintang lantai kendaraan lengkap dengan trotoar adalah 11 m untuk jalan 2 jalur 2 arah. Tinggi fokus busur adalah 20 m dan tinggi tampang busur 4 m
2. Pelat lantai kendaraan komposit, dengan tebal pelat beton bertulang 250 mm dan aspal 50 mm. Tulangan terpasang arah melintang D16-200 dan arah memanjang D13-200.
3. Gelagar memanjang menggunakan profil WF 450.200.8.12 (ratio = 0,996) dan melintang menggunakan profil WF 933.423.24.42,7 (ratio = 0,943) dengan BJ 55.
4. Struktur utama busur berupa profil WF 400.400.13.21 (ratio = 0,936), WF 400.400.18.28 (ratio = 0,936), WF400.400.20.35 (ratio = 0,942), WF 400.400.30.50 (ratio = 0,969), WF 400.400.45.70 (ratio = 0,916). Rangka busur menggunakan profil WF 400.200.7.13 (vertikal dan diagonal) ratio = 0,856. Batang penggantung menggunakan kabel type Galvanized structural strand (ASTM A586) . Ø1,5 in. Grade 1 - Class A Inner Wires - Class C Coating outer wires (ratio = 0,987). Sedangkan Batang tepi menggunakan profil WF 400.400.20.35 (ratio= 0,697) dan WF 400.400.30.50 (ratio = 0,959)
5. Struktur sekunder berupa ikatan angin busur atas dengan dimensi profil yaitu 2L 200.200.20 (ratio = 0,656) dan 2L 150.150.12 (diagonal) ratio = 0,564 , WF 400.200.7.11 (Horizontal) ratio = 0,367, ikatan angin pada lantai kendaraan menggunakan profil L 180.180.18 (ratio = 0,806) , Bresing pada portal menggunakan profil

L200.200.20 (ratio = 0,143) sedangkan untuk dimensi portal tengah dan portal akhir berupa profil WF 400.400.18.28 (ratio = 0,624) dengan menggunakan mutu baja BJ 55.

6. Perletakan berupa perletakan sendi dan rol.
7. Konstruksi abutment berupa dinding penuh setebal 1,5 m selebar 14 m untuk mendukung bentang 140 m yang ditumpu pondasi bor *pile* beton dengan diameter 0,8 m dengan $f'c$ 30 MPa, tulangan utama 30-D25 dan tulangan geser Ø12-100 kedalaman 22 m untuk Boring Log-04. Ukuran *pile cap* (poer) 10,4 x 14,4 x 2 m. Stabilitas struktur bangunan bawah diperhitungkan untuk beban layan (service load) dan juga dikontrol terhadap beban-beban selama masa pelaksanaan.

DAFTAR PUSTAKA

- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-02-2005.** Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-03-2005.** Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-12-2004.** Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Rancangan Standar Nasional Indonesia RSNI 2833:201X.** Perancangan Jembatan terhadap beban gempa. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Petunjuk Perencanaan Trotoar.** NO.07/T/BNKT/1990. Direktorat Jenderal Bina Marga
- **Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS). 1992.** Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga.
- Struyk, H. J dan K.H.C.W van der Veen. 1995. **Jembatan.** Diterjemahkan oleh Soemargono. Jakarta : Pradnya Paramita.
- Setiawan, Agus. 2013. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD** Edisi Kedua. Jakarta : PENERBIT ERLANGGA.
- Nasution, Ir.Thamrin. 2011. **Struktur Baja 1** Modul 6. Malang: Departement Teknik Sipil ITM.
- Sosrodarsono, Suyono.Ir., Nakazawa, Kazuto. 1984. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.** Jakarta : PT. Pradnya Paramitha.
- Binsar, Hariandja., G. Salmon, Charles., Wang, Chu-Kia. 1990. **Disain Beton Bertulang.** Jakarta : PT. Gelora Aksara Pratama.

BIODATA PENULIS



Mahmud Fakhruddin B, dilahirkan di Enrekang (Sulawaesi Selatan) pada tanggal 30 Juli 1993 yang merupakan anak keempat dari 6 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal dari SDN 45 Talaga, SMPN 2 Enrekang, dan SMAN 1 Enrekang. Setelah menyelesaikan pendidikan formal selama 12 tahun, kemudian pada tahun 2011 melanjutkan Pendidikan Perguruan Tinggi di Politeknik Negeri Ujung Pandang Jurusan Teknik Sipil Diploma III, Prodi Teknik Konstruksi Sipil (Keairan) dengan NRP. 312 11 036 dan selesai pada tahun 2014. Setelah selama satu tahun mencari pengalaman kerja, pada tahun 2015 penulis melanjutkan kembali pendidikannya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Diploma IV di Bidang Transportasi dengan NRP. 3115 040 503. Pada semester pertama, penulis mengambil tema tugas akhir Struktur Jembatan yang lokasi pengambilan datanya tidak jauh dari kampung halaman.